



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique



Université de Saad Dahleb Blida 1

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme master 2 en génie civil

Option : structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+5+S.SOL AVEC
LA METHODE DE POUSSE PROGRESSIVE " PUSH - OVER"**

Présenté par :

Belaid Yousra

Encadré par :

O.Amellal

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

*Je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur **Mr O.Amellal** de ma voire encadré ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail. En particulier mes parents pour leur soutien durant tout mon parcours.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à:

Mon chère père qui a sacrifier sa vie a fin de me voir ce que je suis.

Ma source de courage et de patience, ma chère mère qui m'a aidé avec son soutien.

A mes chers frères et sœurs qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors la réalisation de ce travail.

A toute ma famille : mes tantes, oncles, cousines, et cousins.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé.

A toute la promotion 2021-2022 génie civil option structures.

BELAID YOUSRA

Résumé

Aujourd'hui, plusieurs programmes informatiques permettent le développement des méthodes de calcul de modèles bâtiments ainsi que leurs analyses linéaires et non linéaires.

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes. La méthode "**Push-over**" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

Cette étude, concerne la définition et la formulation de la méthode "**push-over**", comme elle concerne aussi l'application des techniques des méthodes push-over, proposées dans les codes internationaux, pour la détermination des réponses non élastiques des structures en béton armé, résultants d'un mouvement sismique.

Dans notre étude nous avons effectué une analyse statique non linéaire par pousser progressive sur une structure à usage d'habitation en **R+5+S.Sol** avec le logiciel "**Sap 2000**".

Mots clés :

Analyse push-over, comportement non linéaire, courbe push-over et déplacement cible, Performance sismique, Spectre de capacité.

Abstract

Today, several computer programs allow the development of methods for calculating building models as well as their linear and non-linear.

Analyses nonlinear analysis has become necessary for structures subject to earthquakes.

The "**Push-over**" method is a new simple and practical method for drawing the capacity curve which is compared to the seismic demand curve to evaluate the performance point of the structure. This forms the basis of seismic design known as "design in performance".

This study concerns the definition and the formulation of the "**push-over**" method, as it also concerns the application of the techniques of the push-over methods, proposed in the international codes, for the determination of the inelastic responses of concrete structures reinforced, resulting from a seismic movement.

In our study we carried out a nonlinear static analysis by progressive pushing on a structure for residential use in **R+5+S.sol** with the software "**Sap 2000**".

Key words:

Push-over analysis, nonlinear behavior, push-over curve and target displacement, seismic performance, capacity spectrum.

ملخص

اليوم، تسمح العديد من برامج الكمبيوتر بتطوير طرق حساب نماذج البناء بالإضافة إلى تحليلاتها الخطية وغير الخطية.

أصبح التحليل غير الخطي ضروريًا للهياكل المعرضة للزلازل بطريقة "Push-over" هي طريقة جديدة وبسيطة وعملية لرسم منحنى السعة الذي يتم مقارنته بمنحنى الطلب الزلزالي لتقييم نقطة أداء الهيكل. وهذا يشكل أساس التصميم الزلزالي المعروف باسم "تصميم الأداء".

تتعلق هذه الدراسة بتعريف وصياغة طريقة "الدفع" ، حيث إنها تتعلق أيضًا بتطبيق تقنيات طرق الدفع ، المقترحة في الرموز الدولية ، لتحديد الاستجابات غير المرنة للهياكل الخرسانية المسلحة ، نتائج الحركة الزلزالية. أجرينا في دراستنا تحليلًا ثابتًا غير خطي عن طريق الدفع التدريجي على مبنى سكني "R+5+S.sol" باستخدام برنامج "Sap 2000".

الكلمات المفتاحية:

تحليل الضغط ، السلوك غير الخطي ، منحنى الدفع والإزاحة المستهدفة ، الأداء الزلزالي ، طيف السعة.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Recherche bibliographique

I.1. Introduction	1
I.2. L'hypothèse de l'analyse push over	1
I.3. Le but de l'analyse push-over	1
I.4. La conception basée sur la performance :.....	2
I.5. Le comportement non linéaire de la structure :	4
I.5.1. Les causes des non linéarités :.....	4
I.5.2. Types des non linéarités :	4
I.6. La méthodologie de l'analyse Push-over	6
I.7. Les méthodes push-over et leur application dans les règlements sismiques récents	10
I.7.1. La méthode du spectre de capacité (d'ATC-40)	11
I.7.2. La méthode N2 :	13
I.7.3. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA-273 :	13
I.8. Le mode de chargement latéral	16
I.8.1. Mode de chargement latéral du code :	17
I.8.2. Mode de chargement uniforme	17
I.8.3. Mode de chargement du premier mode élastique (modal) :.....	17
I.9. L'amortissement visqueux équivalent.....	17
I.10. Le point de performance	19
I.11. Rotules plastique	20
I.11.1. La formation des rotules plastiques :.....	21
I.11.2. Les propriétés des rotules dans SAP 2000	21
I.12. Conclusion	22

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction	24
II.2. Présentation de l'ouvrage	24
II.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	24
II.4. Composition De L'ouvrage	24
II.5. Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)	24
II.6. Conception de l'ouvrage	24

II.7. Caractéristique mécaniques des matériaux :	25
II.7.1. Béton :	25
II.7.1.1 Caractéristiques physiques et mécanique :	25
II.7.1.2. Diagramme Contrainte - déformation	25
II.7.2. Acier.....	27
II.7.2.1. Définition	27
II.7.2.2. Contraintes limites (σ_{st}).....	28
II.7.2.3. Enrobage (protection des armatures).....	29
II.8. Hypothèses de calcul	29
II.8. Conclusion :	29

Chapitre III : Prés-dimensionnement des éléments

III.1. Introduction	33
III.2. Pré-Dimensionnement Des Planches	33
III.2.1. Dalle en corps creux	33
III.2.2. Dalles pleines (balcon)	34
III.3. Pré-Dimensionnement Des Poutres.....	34
III.3.1. Poutres principales.....	35
III.3.2. Poutres secondaires.....	35
III.4. Pré-Dimensionnement Des Voiles	36
III.5. Détermination Des Charges Et Surcharges	37
III.5.1. Charges permanentes G	37
III.5.2. Charges d'exploitation Q.....	39
III.6. Pré-Dimensionnement Des Poteaux	40
III.6.3. Poteau central	41
III.6.4. Poteau de rive	46
III.6.5. Vérifications des conditions de R.P.A 99 (version 2003)	49
II.6.6. Vérification de la résistance des poteaux au flambement	49
III.7. Conclusion.....	50

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction	52
IV.2. L'acrotère	52
IV.2.1. Calcul des Charges Sollicitant l'acrotère	52

IV.2.2. Calcul des efforts.....	53
IV.2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	54
IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant.....	58
IV.2.6. Schéma de ferrailage	58
IV.3. Calcul de plancher.....	59
IV.3.1. Calcul des poutrelles	61
IV.3.1.1. Avant le coulage de la table de compression :.....	61
IV.3.1.2. Après le coulage de la table de compression	62
IV.3.1.3. Calcul du ferrailage.....	65
IV.3.1.4. Vérification de la flèche.....	69
IV.3.1.5. Schéma de ferrailage :	72
IV.3.2. Ferrailage de la dalle de compression	72
IV.4. Les escaliers	73
IV.4.1. Définition.....	73
IV.4.2. Les charges permanentes pour l'escalier.....	75
IV.4.3. Détermination des efforts internes	75
IV.4.4. Calcul des armatures	77
IV.4.5. Vérification des contraintes du béton.....	78
IV.4.6. Vérification de la flèche	79
IV.4.7. Schéma de ferrailage	81
IV.5. Etude de la poutre palier	81
IV.5.1. Dimensionnement.....	81
IV.5.2. Calcul des sollicitations :.....	82
IV.5.3. Ferrailage de la poutre palier a la flexion simple	83
IV.5.4. Vérifications à l'ELU	83
IV.5.5. Ferrailage.....	84
IV.5.6. Vérification de la flèche	84
IV.5.7. Schème de ferrailage	85
IV.6. Balcons.....	85
IV.6.1. Définition.....	85
IV.6.2. Calcul des efforts internes	86
IV.6.3. Calcul des ferrailages	86
IV.6.4. Vérification de l'effort tranchant	87

IV.6.5. Vérification de la flèche	88
IV.6.6. Schéma de ferrailage	88

CHAPITRE V : Modélisation et analyse de la structure

V.1. Introduction	90
V.2.Objectif de l'étude dynamique	90
V.3.Choix de la méthode de calcul.....	90
V.3.1.Méthode statique équivalente	90
V.3.2.La méthode dynamique modale spectrale.....	90
V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme	91
V.4.Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :	91
V.5.Résultante des forces sismiques de calcul.....	95
V.5.1.Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale.....	95
V.5.2.Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale.....	99
V.6.Conclusion.....	103

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.1.Introduction.....	105
VI.2.Ferrailage des poteaux	105
VI.2.1.Recommandations selon RPA 99 Version 2003	106
VI.2.2.Combinaison d'action.....	106
IV.2.3.Calcul le ferrailage des poteaux à l'ELU	107
VI.2.4.Choix des armateurs	108
VI.2.5.Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	109
VI.2.6.Vérification de l'effort tranchant.....	110
VI.2.7.Ferrailage transversal des poteaux	111
VI.2.8.Longueur de recouvrement.....	112
VI.2.9.Schéma de ferrailage des poteaux	113
VI.3.Ferrailage des poutres	114
VI.3.1.Recommandations selon RPA99 version 2003	114
VI.3.2.Calcul du ferrailage des poutres	114
VI.3.3.Choix des armatures	116
VI.3.4.Condition de non fragilité.....	117
VI.3.5.Vérification a l'état limite de service	117

VI.3.6.Vérifications de l'effort tranchant	118
VI.3.6.Calcul des armatures transversales.....	119
VI.3.7.Longueur de recouvrement.....	120
VI.3.8.Schéma de ferrailage des poutres	120
VI.4.Ferrailage des voiles	121
VI.4.1.Généralité	121
VI.4.2.Introduction au ferrailage des voiles	122
VI.4.3.Justification s sous sollicitations normales.....	123
VI.4.4.Procédure de ferrailage des trumeaux	127
VI.4.4.1.Introduction.....	127
VI.4.4.2.Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux)	127
VI.4.4.3.Aciers Horizontaux	128
VI.4.4.4.Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) ...	128
VI.4.5.Présentation des résultats.....	131
VI.4.6.Schème ferrailage des voiles	134

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	137
VII.2.Choix de type de fondation	137
VII.3.Calcul des fondations.....	137
VII.3.1.Semelle isolée:	137
VII.3.2.Semelles filantes	139
VII.3.3.Radier générale	140
VII.3.3.1.Surface nécessaire	140
VII.3.3.2.Pré dimensionnement de radier nervure	140
VII.3.3.2.1.Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :	142
VII.3.3.3.Caractéristique géométrique du radier :	143
VII.3.4.Ferrailage du radier	146
VII.4.Etude du voile périphérique	155
VII.4.1.Introduction.....	155
VII.4.2.Évaluation des charges.....	156
VII.4.3.Calcul du Ferrailage	157
VII.5.Schéma ferrailage du voile périphérique :	159

CHAPITRE VIII : Modélisation et application de la méthode push-over

VIII.1.Introduction :	161
VIII.2.Analyse Push over avec SAP2000 V14 :	161
VIII.3.Définition du comportement non linéaire de la structure:	162
VIII.3.1.Définition des lois de comportement des matériaux :	162
VIII.3.1.1.Lois de comportement du Béton :	162
VIII.3.1.2.Lois de comportement de l'acier :	163
VIII.4.Définition du comportement non- linéaire des éléments résistants :	164
VIII.4.1.Définition du comportement non- linéaire des poteaux et des poutres :	164
VIII.4.1.1.Les poteaux :	165
VIII.4.1.2.Les poutres :	167
VIII.4.2.Définition du comportement non- linéaire des voiles :	168
VIII.4.2.1.Béton :	169
VIII.4.2.2.Lois de comportement de l'acier :	172
VIII.4.2.3.Définition de la loi de comportement des voiles sur SAP2000 V14 :	173
VIII.5.Définition du chargement de l'analyse push-over	173
VIII.6.Analyse statique non linéaire :	176
VIII.7.Conclusion :	176

CHAPITRE IX : Résultats et interprétations

IX.1.Introduction	178
IX.2.Courbe push-over : (effort tranchant- déplacement)	178
IX.2.1.Développement et propagations des rotules:	181
IX.2.2.Interprétations	183
IX.3.Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :	183
IX.4.Evaluation de niveau de performance de la structure :	185
IX.5.Interprétation des résultats des tableaux la capacité spectrale de la structure :	186
IX.6.Linéarisation de la Courbe de capacité(FEMA356)	186
IX.7.Demande en ductilité (μ_d).....	190
IX.8.Raideur de la structure au point de performance (Kp) et indicateur de dégradation global de la structure (Id)	190
IX.9.Indicateur de degré de dégradation:	191
IX.10.Conclusion :	193

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Système équivalente d'une structure à plusieurs degrés de liberté	1
Figure I.2. La courbe Push-over qui représenté la variation	3
Figure I.3. Endommagement correspondant	3
Figure I.4 : Effet de changement de géométrie (P - Δ).....	5
Figure I.5 : Diagrammes (Contraintes - Déformations)	6
Figure I.6 : La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté	7
Figure I.7 : Caractéristiques (Force-Déplacement) de système à plusieurs	8
Figure I.8 : Courbe Push-over bilinéaire idéalisée	9
Figure I.9 : Spectre de demande inélastique et courbe.....	10
Figure I.10 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.....	11
Figure I.11 : Représentation le format (ADRS) où les.....	12
Figure I.12 : Idéalement bilinéaire de courbe de Push-over.....	15
Figure I.13 : Calcul de la rigidité latérale effective (FEMA-273)	16
Figure I.14 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent.....	18
Figure .I.15 : Le point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité	19
Figure I.16 : Point de performance — principe de réduction du spectre	20
Figure I.17. Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.	20
Figure .I.18. Formation des zones plastifiées (rotules plastiques).	21
Figure I.19. Courbe (force-déplacement) ou (moment- rotation)	22
Figure II.1. Diagramme parabole- rectangle	26
Figure II.2. Diagramme contrainte- déformation à l'ELS.....	26
Figure II.3 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	28
Figure II.4. Vu en plan de l'étage courant et RDC	30
Figure II.5. coupe A-A	31
Figure III. 1. Dalle en corps creux	33
Figure III. 2. Schéma statique des poutres.....	36
Figure III.3. Différents types des voiles.....	36
Figure III.4. coupe vertical du plancher terrasse à corps creux.....	38
Figure III.5. Coupe vertical du plancher étage courant à corps creux.....	38
Figure III.6. Constituants d'un mur extérieur.....	39
Figure III.7. Section réduite du poteau.....	41

Figure III. 8.Surface d'influence de poteau centrale.....	41
Figure III.9.Schéma de la descente charge.....	43
Figure III. 10.Surface d'influence de poteau de rive.....	46
Figure .IV.1. Schéma statique de l'acrotère	53
Figure IV.2.Doagrammes des efforts à l'ELU	54
Figure IV.3.Coupe horizontale d'un acrotère.....	54
Figure VI. 4.Position de centre de pression	56
Figure IV.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère	58
Figure IV.6.Dimensions de la poutrelle	59
Figure IV.7.Diagramme Moment fléchissant à l'ELU.....	63
Figure IV.8.Diagramme Effort tranchant à l'ELU	64
Figure IV. 9. Diagramme Moment fléchissant à ELS	64
Figure IV.10.Diagramme Effort tranchant à l'ELS.....	65
Figure 11.Schéma de ferrailage de poutrelle.....	72
Figure IV.12.Schéma statique de l'escalier.....	74
Figure IV. 13.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELU.....	76
Figure IV.14.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS	76
Figure IV.15.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	76
Figure 16.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	77
Figure IV.17.Schéma de ferrailage de l'escalier.....	81
Figure IV. 18.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS	82
Figure IV.19.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS	82
Figure IV. 20.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	82
Figure IV.21.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	83
Figure IV. 22.Schéma de ferrailage de la poutre palier.	85
Figure IV.23.Schéma de chargement du balcon.	86
Figure IV. 24.Schéma de ferrailage de balcon	88
Figure V.1. Représentation graphique du spectre de réponse	91
Figure V.2. Vu en plan du modèle initiale	95
Figure V.3. Vu en 3 D du modèle initiale	96
Figure V.4. Vu en plan du modèle finale	99
Figure V.5. Vu en 3D du modèle finale	99
Figure VI.1. Schéma ferrailages des poteaux.....	113
Figure VI.2.Schéma arrêt des barres	120

Figure VI.3.Schéma de ferrailage des poutres principales.....	120
Figure VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	121
Figure VI.5.Schéma statique de modèle simple de voile	122
Figure VI.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	123
Figure VI.7.Définition de l'élément mur	123
Figure VI.8. Murs non raidi latéralement.....	124
Figure VI.9. Niveau de vérification	125
Figure VI.10. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	128
Figure VI.11. Disposition des Armatures verticales dans les voiles	129
Figure VI.12.Disposition des voiles	131
Figure VI.13.Schéma ferrailage vertical (V1, V2,V3,V4)	134
Figure VII.14. Schéma ferrailage vertical (V5, V6).....	134
Figure VI.15. Schéma ferrailage vertical (V7, V8).....	135
Figure VI.16.Schéma ferrailage horizontale	135
Figure VII.1.Semelle isolé sous poteau.....	138
Figure VII.2.Semelles filantes.....	139
Figure VII.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	140
Figure VII.4.Contraintes sous le radier	145
Figure VII.5. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité	148
Figure VII.6. Ferrailage de la Dalle du Radier.....	149
Figure VII.7. Ferrailage des nervures du sens porteur	152
Figure VII.8. Ferrailage des nervures du sens non porteur	153
Figure VII.9.Schéma statique du débord	153
Figure VII.10.Diagramme des Moments.....	153
Figure VII.11.Ferrailage du Débord.....	155
Figure VII.12. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	156
Figure VII.13. Ferrailage du Voile Périphérique	159
Figure VIII.2.Diagramme contraintes-déformations du béton.....	163
Figure VIII.3.Caractéristiques de l'acier FeE500	163
Figure VIII.4.Diagramme contraintes-déformations de l'acier FeE500	164
Figure VIII.5. Dessin de ferrailage des poteaux (30×30).....	165
Figure VIII.6. Dessin de ferrailage des poteaux (35×35).....	165
Figure VIII.7. Dessin de ferrailage des poteaux (40×40).....	165

Figure VIII.8. Introduction des rotules plastiques des poteaux (étape 1.1).....	166
Figure VIII.9. Introduction des rotules plastiques des poteaux (étape 1.2).....	166
Figure VIII.10.Introduction des rotules plastiques des poteaux (étape 2).....	166
Figure VIII.11. Dessin de ferrailage des poutres principales.....	167
Figure VIII.12. Dessin de ferrailage des poutres secondaires.....	167
Figure VIII.13. Introduction des rotules plastiques des poutres (étape 1).....	168
Figure VIII.14. Introduction des rotules plastiques des poutres (étape 2).....	168
Figure VIII.15. Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 1).....	169
Figure VIII.16. Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 2).....	169
Figure VIII.17.Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 3).....	169
Figure VIII.18.Définition de loi de comportement du béton non confiné.....	170
Figure VIII.19.Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 1).....	170
Figure VIII.20. Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 2).....	170
Figure VIII.21.Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 3).....	171
Figure VIII.22.Définition de loi de comportement du béton confiné.....	171
Figure VIII.23. Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 2).....	172
Figure VIII.24.Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 1).....	172
Figure VIII.25.Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 3).....	172
Figure VIII.26. Définitions du comportement non linéaire des voiles (avec ferrailage déjà calculé).....	173
Figure VIII.27.Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.....	174
Figure VIII.28.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens x-x.....	174
Figure VIII.29.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens x-x(étape2) .	175
Figure VIII.30.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens y-y (étape 1)	175
Figure VIII.31.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens y-y (étape 2)	176
Figure VIII.32.Définir les cas de charge à exécuter.....	176
Figure IX.1. La courbe push-over suivant le sens x-x.....	178
Figure IX.2. La courbe push-over suivant le sens y-y.....	179
Figure IX.3. Les courbe de capacité sens x-x et y-y.....	180
Figure IX.4. Les rotules élasto plastiques suivant x-x.....	182
Figure IX.5. Les rotules élasto plastique suivant y-y.....	182
Figure IX.6. La courbe de capacité spectrale suivant x-x.....	184
Figure IX.7. La courbe de capacité spectrale suivant y-y.....	184
Figure IX.8. Linéarisation de la courbe capacité (FEMA 356) suivant x-x.....	187
Figure IX.9. Linéarisation de la Courbe de capacité(FEMA356) suivant y-y.....	187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les valeurs du facteur de modification C_0	14
Tableau III.1. Vérification des conditions de RPA.....	35
Tableau III.2. Charge permanent de plancher terrasse.....	37
Tableau III.3. Charge permanent de plancher étage courant.....	38
Tableau III.4. Charge permanent de mur extérieur.....	39
Tableau III.5. Charges d'exploitation	39
Tableau III.6. Coefficients de dégression charge.....	43
Tableau III.7. Récapitulatif de la descente de charge.....	44
Tableau III.8. Choix des sections des poteaux.....	45
Tableau III.9. Vérification des poteaux à l'ELS.....	45
Tableau III.10. Récapitulatif de la descente de charge.....	47
Tableau III.11. Choix des sections des poteaux.....	48
Tableau III.12. Vérifications des poteaux à l'ELS.....	48
Tableau III.13. Vérification des conditions de RPA.....	49
Tableau III.14. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	50
Tableau IV.1. Combinaison des charges	62
Tableau IV. 2.vérification les portées copris entre 0.8 et 1.25.....	63
Tableau IV.3.Coefficients de la méthode forfaitaire	63
Tableau IV.4. Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU	64
Tableau IV.5.Calcul des effort internes (M,T) à l'ELU	65
Tableau IV.6. Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	65
Tableau IV.7.recapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	66
Tableau IV. 8.Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	66
Tableau IV.9.Récapitulatif pour la vérification à l'ELS	69
Tableau IV.10.Récapitulatif du calcul de la fléché	70
Tableau IV.11.charge permanent pour palier	75
Tableau IV.12.Charge permanent pour volée	75
Tableau IV. 13.Charges à l'ELU et à l'ELS.....	76
Tableau IV. 14.Calcul des armatures de l'escalier.....	77
Tableau IV.15.Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....	79
Tableau IV.16.Vérification de la flèche de l'escalier.....	80

Tableau IV.17.Résultats de la flèche.....	81
Tableau IV.18.Les sollicitations de la poutre palier.....	83
Tableau IV.19.Ferraillage de la poutre palier.....	83
Tableau IV.20.Combinaison des charges	86
Tableau IV.21.Valeurs des efforts internes	86
Tableau IV.22.Ferraillage de balcon	87
Tableau IV. 23.Vérification des contraintes du balcon	88
Tableau V.1. Coefficient de comportement	94
Tableau V.2. Périodes et facteurs de participation massique de modèle initiale	96
Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base	97
Tableau V.4. Le déplacement suivant le sens x-x	98
Tableau V.5. Le déplacement suivant le sens y-y	98
Tableau V.6. Périodes et facteurs de participation massique	100
Tableau V.7. Justifications des portiques sous charges horizontales.....	101
Tableau V.8. Vérification de l'effort tranchant à la base	101
Tableau V.9. Le déplacement suivant le sens x-x	102
Tableau V.10. Le déplacement suivant le sens y-y	102
Tableau V.11. Vérification de l'effort normal réduit.....	103
Tableau VI.1. Section minimales et maximales	105
Tableau VI.2.Caractéristique de béton et de l'acier	106
Tableau VI.3.Ferraillage des poteaux situation durable ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$).....	107
Tableau VI.4. Ferraillage des poteaux situation durable ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$)	107
Tableau VI.5. Ferraillage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$).....	108
Tableau VI.6. Ferraillage des poteaux situation durable ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$)	108
Tableau VI.7.Choix des armatures	108
Tableau VI.8.Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	109
Tableau VI. 9. Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	109
Tableau VI.10.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	110
Tableau VI.11.Espacement selon RPA 99 Version 2003.....	112
Tableau VI.12.Choix des armatures transversale pour les poteaux	112
Tableau VI.13.Ferraillage des poutres principales (situation durable)	115
Tableau VI.14. Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)	115
Tableau VI.15. Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)	115

Tableau VI.16. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	116
Tableau VI.17.Choix des armatures pour les poutres principales	116
Tableau VI.18. Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	116
Tableau VI.19.Vérification de la condition de non fragilité	117
Tableau VI.20.Vérification des poutres principales à l'ELS	117
Tableau VI.21. Vérification des poutres secondaires à l'ELS	118
Tableau VI.22.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	118
Tableau VI.23.Calcul des armatures transversales.....	119
Tableau VI.24.Valeurs l_{fl}	124
Tableau VI.25. Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u\ lim}$	125
Tableau VI.26. Aciers verticaux, aciers horizontaux	126
Tableau VI.27. Aciers transversaux	126
Tableau VI.28.Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	130
Tableau VI.29. Calcul des armatures verticales de l'exemple	132
Tableau VI.30.Caractéristiques des voiles	132
Tableau VI.31. Calcul des armatures du voile (V1.V2.V3.V4).....	132
Tableau VI.32. Calcul des armatures du voile (V5.V6).....	132
Tableau VI.33. Calcul des armatures du voile (V7.V8).....	132
Tableau VI.34. Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture).....	133
Tableau VI.35. Aciers horizontales.....	133
Tableau VII.1.Sections des semelles filantes	139
Tableau VII.2.Choix la hauteur de nervure.....	143
Tableau VII.3.caractéristiques géométriques du radier.....	143
Tableau VII.4.Contraintes sous le radier à l'ELU	145
Tableau VII.5.Contraintes sous le radier à l'ELS	146
Tableau VII.6.Calcul des moments à l'ELU	148
Tableau VII.7.Calcul des moments à l'ELS	148
Tableau VII.8.Ferrailage des panneaux du radier	148
Tableau VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS	149
Tableau VII.10.Ferrailage des nervures sens (x-x)	150
Tableau VII.11.Ferrailage des nervures sens (y-y)	150
Tableau VII.12.Vérification des contraintes (Nervure).....	151
Tableau VII.13.Ferrailage du débord	154
Tableau VII.14.Vérification des contraintes du débord	155
Tableau VII.15.Ferraiillage du voile périphérique.....	157

Tableau VII.16. Vérification des contraintes à l'ELS	159
Tableau IX.1. L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x-x	179
Tableau IX.2. L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y-y	180
Tableau IX.3. Propagations des rotules suivant le sens x-x	181
Tableau IX.4. Propagations des rotules suivant le sens y-y	181
Tableau IX.5. La capacité spectrale de la structure suivant x-x.....	185
Tableau IX.6. La capacité spectrale de la structure suivant y-y.....	185
Tableau IX.7. Valeurs des caractéristiques de la courbe push-over bilinéaire idéalisée suivant x-x.....	188
Tableau IX.8. Valeurs des caractéristiques de la courbe push-over bilinéaire idéalisée suivant y-y.....	189
Tableau IX.9. Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages.....	192

Introduction générale

Introduction générale

Le monde a connu plusieurs tremblements de terre modérés à importants au cours des dernières décennies, affectant plusieurs pays, à titre d'exemple de tous les tremblements de terre récents (Northridge1994 ; Bryant 1995 ; Ismit, 1999 ; Bommerdes2003).

Lors des séismes, les performances de certains bâtiments étaient très faibles, ou construits suivant d'ancien code parasismique qui entraînant des pertes humaines et matérielles très importantes, ainsi que des niveaux de dommages structurels très importants.

Cela a conduit à un besoin de déterminer et d'évaluer les dommages aux structures, où les méthodes élastiques linéaires classiques ne suffisent pas, ce qui a incité les chercheurs à développer une nouvelle génération de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles l'analyse push-over.

L'analyse "**push-over**" est une analyse statique non linéaire destinée à étudier la vulnérabilité des structures existantes aux séismes, basée sur le suivi de la formation des rotules plastiques dans les structures soumises à des charges verticales et latérales (sismiques) croissantes jusqu'à l'effondrement.

Permettent d'évaluer la vulnérabilité de l'ouvrage. Cette étude porte sur la définition et la formulation de la méthode push-over, car elle implique également l'application de la technique "**push-over**" proposée dans les codes internationaux pour déterminer la réponse inélastique des structures en béton armé, résultant du mouvement sismique.

Ce qui nous permet de conclure, de nouveaux concepts qui aident à l'enrichissement de la culture parasismique en Algérie, les objectifs principaux de cette étude est décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

Pour la réalisation des objectifs cités précédemment, on a un modèle analytique modélisé et conçus conformément au code algérien "**RPA99 V.2003**".

Cette étude a été subdivisée en 9 Chapitres :

- Le premier chapitre est une recherche bibliographique sur l'analyse la méthode statique non linéaire "push-over".
- le deuxième chapitre est une présentation de l'ouvrage avec les caractéristiques des matériaux utilisés puis dans le troisième chapitre une évaluation des charges soumises par les différents éléments constituant le bâtiment avec leurs pré-dimensionnements.
- Le quatrième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire de l'ouvrage.

- Le cinquième chapitre est destiné à l'étude dynamique et sismique avec la méthode modale spectrale en utilisant le logiciel "Sap 2000 V14".
- Le sixième chapitre on déterminera les sollicitations, pour pouvoir passer au ferrailage des éléments résistants (poteaux, voiles et poutres.
- Dans le chapitre 7 on consiste à exploiter l'étude de la fondation afin de choisir un type de fondation qui doit assurer la sécurité de la construction.
- Le chapitre 8 est destiné de modélisation et analyse statique non linéaire "push over" de la structure déjà conçu par la méthode spectrale modale conformément au code Algérien RPA99 (V2003) (le modèle final calculé et vérifié dans les chapitres (5,6).
- Et pour le dernier chapitre on va exposer nos résultats issus de l'analyse "push-over", dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique selon deux directions (x-x) et (y-y).

Chapitre I :

Recherche bibliographique

I.1. Introduction

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. Une analyse non linéaire demeure incontournable pour une évaluation correcte de la réponse sismique.

Pour effectuer une analyse non linéaire, il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force-déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire du chargement.

I.2. L'hypothèse de l'analyse push over

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

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. [1]

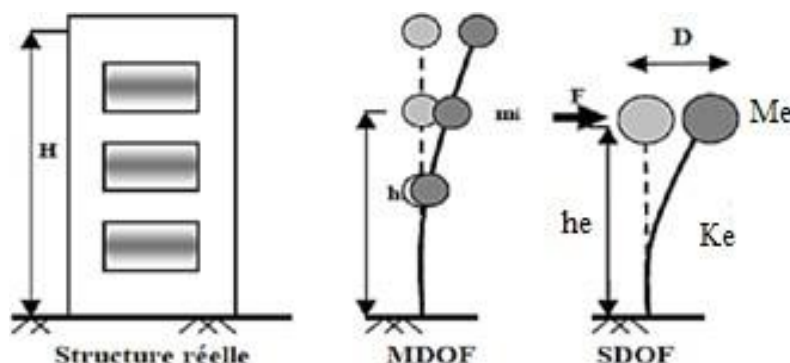


Figure I.1. Système équivalente d'une structure à plusieurs degrés de liberté [1]

I.3. Le but de l'analyse push-over

Le but de l'analyse "**push-over**" est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse "**push-over**" est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [2], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de rigidité et de la résistance qui peut être utilisé dans le contrôle de l'endommagement [3]

I.4. La conception basée sur la performance :

Cette elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après le séisme, est considérée comme une nouvelle procédure réunissant entre les styles traditionnels de conception sismique avec l'introduction d'améliorations importantes, la méthode basée sur la performance de demande l'estimation de deux quantités et cela dans le but de conception et évaluation, qui sont la capacité sismique et la demande sismique, la capacité sismique désigne la capacité de la construction à résister aux effets sismiques, la demande sismique est la description des effets sismiques sur la construction, la performance est évaluée quand la capacité est supérieure à la demande.

Ces dernières peuvent être déterminées soit par la méthode d'analyse temporelle non linéaire ou la méthode d'analyse statique non linéaire, la première analyse est la méthode la plus réaliste pour l'évaluation des performances de la construction, mais généralement il est complexe et consomme beaucoup de temps, suite à la nature complexe des mouvements terrestres sismiques sévères, ce complexe a mené à l'adaptation de la méthode d'analyse statique non linéaire comme outil pour l'évaluation et la conception.

Il existe quatre procédures d'analyses dans le but de l'évaluation et la conception recommandée dans les directives FEMA-273[6], ATC-40[7], EC8 [8], qui sont :

- Procédure statique linéaire.
- Procédure dynamique linéaire.
- Procédure statique non linéaire.
- Procédure dynamique non linéaire.

Ces procédures sont classifiées avec un ordre croissant selon la complexité :

- Procédure d'analyse statique linéaire :

La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et force pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres, ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels, mais néanmoins, cette procédure ne peut être utilisé si la structure est irrégulière en terme de rigidité, résistance, distribution de masse, etc. Si les éléments possèdent une grande ductilité ou un système de résistance à la force latérale est non orthogonal.

Chapitre I : Recherche bibliographique

- Procédure d'analyse dynamique linéaire :

Cette méthode comprend l'estimation des demandes de déplacement et force par l'utilisation l'analyse modale, l'analyse du spectre de réponse et l'analyse temporelle.

Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée comparativement aux deux autres méthodes et cela car les demandes sont calculées directement par l'obtention de la valeur maximale de l'accélération terrestre du spectre de réponse du mouvement terrestre ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements terrestres.

- Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse push-over) :

L'analyse "**push-over**" est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures (**9**), les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure .

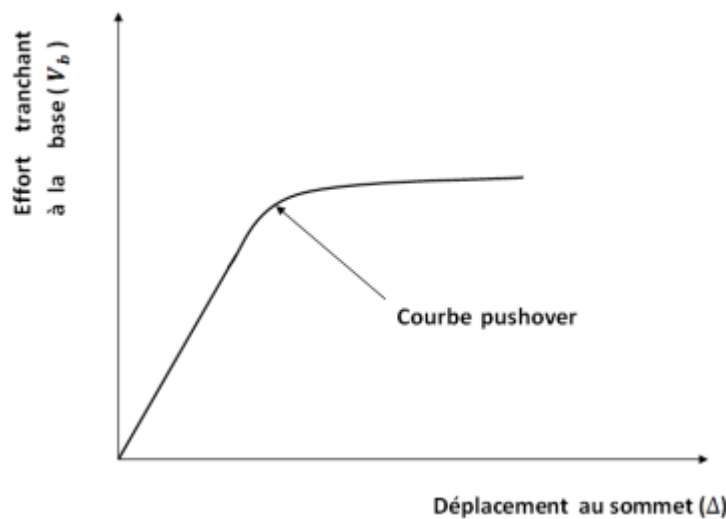


Figure I.2. La courbe Push-over qui représenté la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment

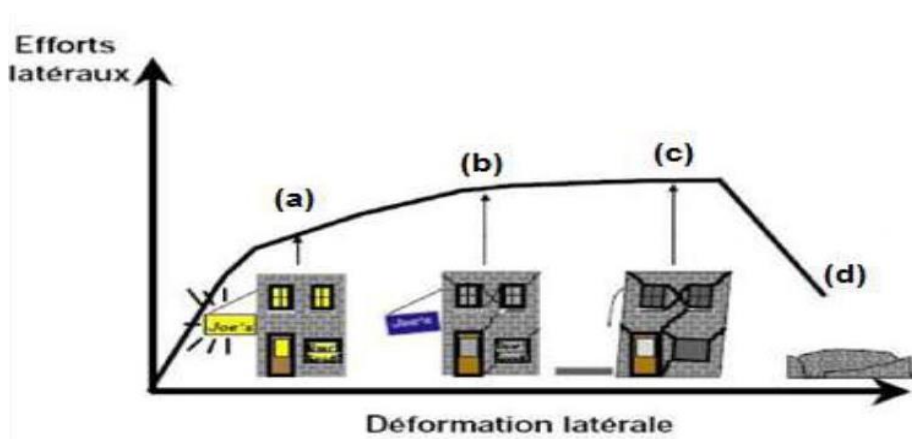


Figure I.3.Endommagement correspondant

- a- **Premier niveau** : comportement élastique (sans endommagement).
- b- **Deuxième niveau** : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c- **Troisième niveau** : endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- d- **Quatrième niveau** : effondrement de la structure.

- Procédure d'analyse dynamique non linéaire :

Cette procédure est la procédure la plus évoluée car elle élimine les points faibles des autres procédures, elle est utilisée habituellement pour l'obtention des solutions exactes aux problèmes d'évaluation et de conception.

L'exactitude de cette procédure est basée sur la modélisation de la structure, caractéristique du mouvement terrestre et les modèles non linéaires des matériaux utilisés dans cette analyse.

I.5. Le comportement non linéaire de la structure :

Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, cette étude s'appelle analyse non linéaire des structures.

I.5. 1. Les causes des non linéarités :

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités, elles peuvent être externes ou internes à la structure parmi les causes externes, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux. En fait, les forces visqueuses sont l'exception plutôt que la règle, il faut déjà considérer la non linéarité avec une simple force de frottement de type coulombien des forces associées est constante, mais change de signe en fonction des mouvements (elle s'oppose systématiquement au mouvement).

Dans la réalité, les phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux ou même coulombien n'en constitue que des approximations grossières.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure en premier lieu, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont frottés sollicités leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité à la sollicitation (plastification).

La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques. C'est ce type de non linéarité géométrique constitue une autre cause de non linéarité interne comprimés, dans le contexte parasismique on la désigne habituellement par l'effet de (P- Δ).

I.5.2. Types des non linéarités :

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories :

- la non linéarité géométrique
- la non-linéarité matérielle.

Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis.

- **Non linéarité géométrique :**

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements).

Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées, ou des structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement.

Exemple :

Lorsque des charges verticales et horizontales agissent simultanément sur portique contreventé (**figure I.4**), elles produisent des déplacements horizontaux (Δ) plus grands que si les charges horizontales agissent seules, ce qui se traduit par une amplification des moments d'extrémités.

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

- P : désignant les charges verticales.
- Δ : les déplacements horizontaux

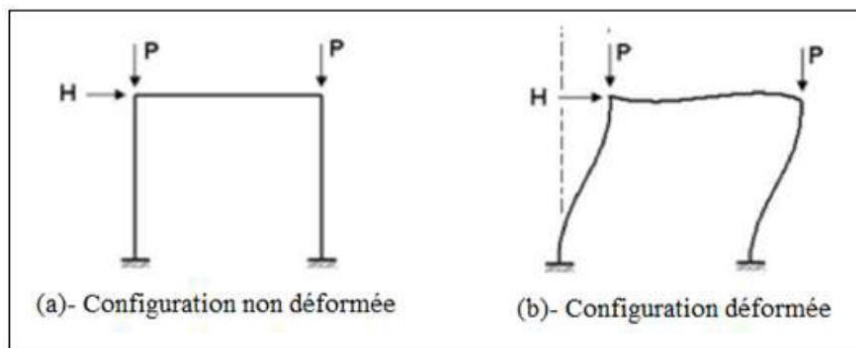


Figure I.4 : Effet de changement de géométrie (P - Δ)

- **Non linéarité matérielle :**

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

Exemple :

Dans une analyse classique, il n'y a que la partie linéaire (OA) (**figure I.5**) du diagramme (Contraintes-Déformations) qui est exploitée.

Afin de mener un calcul plus exact, plus économique et loin des coefficients de sécurité imposés par les anciens règlements, la plastification des sections métalliques ou l'écrasement et la fissuration des sections en béton peuvent être prise en compte par l'ajout des parties restantes des courbes de comportement.

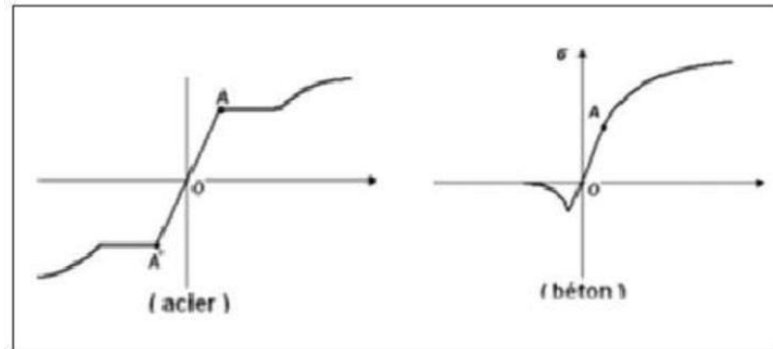


Figure I.5 : Diagrammes (Contraintes - Déformations)

I.6. La méthodologie de l'analyse Push-over

Dans une analyse "**push-over**", un modèle inélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit.

Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul.

Le nœud de contrôle où le déplacement cible est défini est pris au centre de masse du niveau terrasse.

Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyse.

Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments. Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision alors des essais expérimentaux sont requis.

Les résultats principaux d'une analyse "**push-over**" sont en termes de courbes de capacité et de demande. Si la courbe de demande intersecte celle de capacité près du domaine élastique, alors la conception est sécurisante, autrement la conception n'est pas adéquate.

L'analyse "**push-over**" n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse **figure (I.6). (10) (11) (12)**

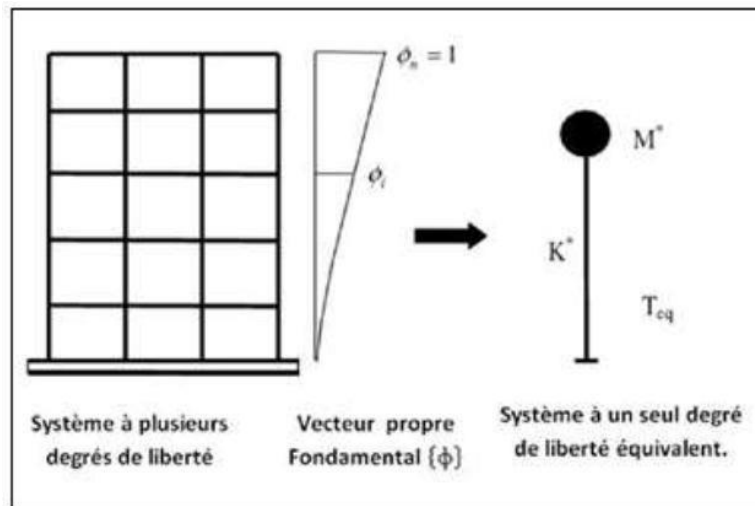


Figure I.6 : La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes [10], mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode [13] [14] [15].

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique, mais la supposition fondamentale connue à toutes les approches est que la forme déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme [16] :

$$M.\ddot{X} + C.\dot{X} + K.X = -M.Ex.\ddot{X}(t) \quad (1-1)$$

Où M, C et K sont les matrices masse, amortissement et rigidité du bâtiment respectivement.

X : le vecteur déplacement relatif.

\dot{X} : le vecteur vitesse du système.

$\ddot{X}(t)$: représente l'accélération du sol (séisme).

Ex : est un vecteur direction.

Puisque dans l'analyse push-over, la réponse du bâtiment est supposée être dominée par un seul vecteur propre $\{\phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse.

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de $\{\phi\}$ et le déplacement au sommet du bâtiment $\{\Delta\}$ comme suit :

$$V = \{\phi\}.\Delta \quad (1-2)$$

Chapitre I : Recherche bibliographique

En substituant l'équation (1.2) dans l'équation (1.1) et en multipliant par $\{\Phi\}^T$ nous obtenons :

$$\{\Phi\}^T . M . \{\Phi\} \ddot{\Delta} + \{\Phi\}^T . C . \{\Phi\} . \dot{\Delta} + \{\Phi\}^T . X . \{\Phi\} . \Delta = \{\Phi\}^T . p(t)$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté par :

$$\mu^* = \frac{\{\Phi\}^T . M . V}{\{\Phi\}^T . M . \{\Phi\}}$$

A partir de l'équation différentielle pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent on a :

$$\begin{aligned} m^* &= \{\Phi\}^T . M . \{\Phi\} \\ c^* &= \{\Phi\}^T . C . \{\Phi\} \\ q^* &= \{\Phi\}^T . X . \{\Phi\} . \Delta \end{aligned}$$

m^* , c^* et q^* représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

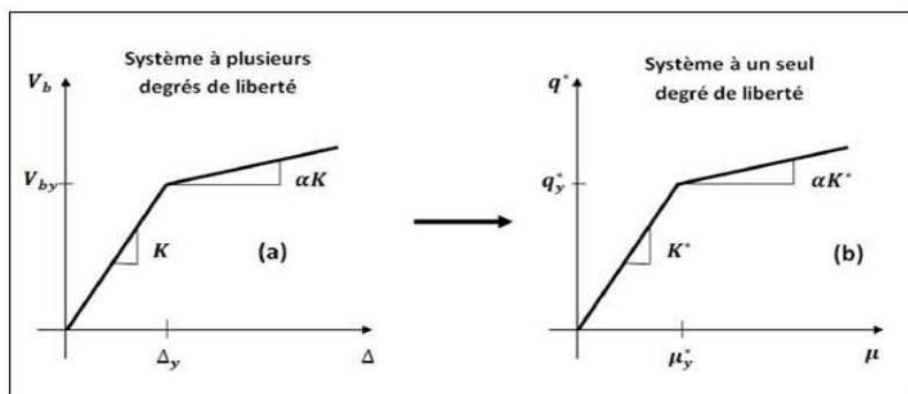


Figure I.7 : Caractéristiques (Force-Déplacement) de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent

Présumant, que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, les caractéristiques force-déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation $q^* - \mu^*$) (**la figure I.7**) peuvent être déterminées à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme effort tranchant à la base et déplacement au sommet comme indiqué sur (**la figure I.8**).

Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire ($V_b - \Delta$) doit être représenté par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique V_{by} , une rigidité élastique effective $\mathbf{K}_e = V_{by} / \Delta_y$ et une rigidité raidie ou adoucie $\mathbf{K}_s = \alpha \mathbf{K}_e$ pour la structure (10).

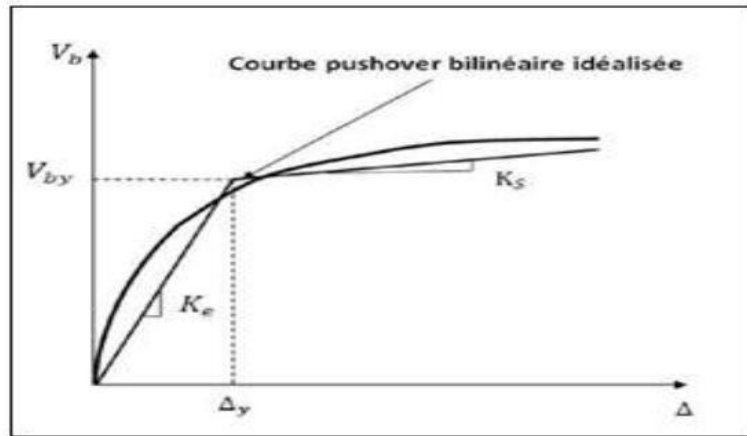


Figure I.8 : Courbe Push-over bilinéaire idéalisée

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), qui est montrée sur (**la figure I.8**), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de (**la figure I.8**) sont utilisés avec les équations (μ^* et q^*) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$\mu^* = \frac{\{\Phi\}^T \cdot M \cdot \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T \cdot M \cdot \{\Phi\}} \cdot \Delta$$

$$q^* = \{\Phi\}^T \cdot X \cdot \{\Phi\} \cdot \Delta$$

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot \mu^*}{q^*}}$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues. Dans ce cas, la demande de déplacement non élastique doit être déduite des données spectrales et de l'information auxiliaire qui expliquent les différences entre la demande de déplacement élastique et non élastique. Il existe plusieurs études qui se concentrent sur ce point et conçoivent des relations pratiques entre une demande de déplacement élastique et non élastique [13] [17] [18] [19].

La demande de déplacement élastique " S_d " peut être directement déterminée à partir de la pseudo-accélération S_a du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

Dans lequel T est la période naturelle de vibration du système à un seul degré de liberté. Cette demande de déplacement est la ligne de base pour prévoir la demande de déplacement non

Chapitre I : Recherche bibliographique

élastique, qui doit être accomplie avec la considération due à la résistance plastique et les caractéristiques hystérétiques du système à un seul degré de liberté [10].

Alternativement, la réponse inélastique et les spectres des conceptions pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système à un seul degré de liberté équivalent [20] [21].

Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représenté par la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalente et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant le format (ADRS) Pseudo-accelération- déplacement comme illustré dans (**la figure I.9**).

Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système à un seul degré de liberté équivalent qui, après la conversion, donne une évaluation raisonnable du déplacement cible de l'analyse push-over pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé incrémentalement en utilisant un mode de chargement latéral prédéfini jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible.

A cet état, les réponses et les forces induites sont prévues à représenter en juste proportion les quantités de réponse du bâtiment sous l'excitation de tremblement de terre de conception.

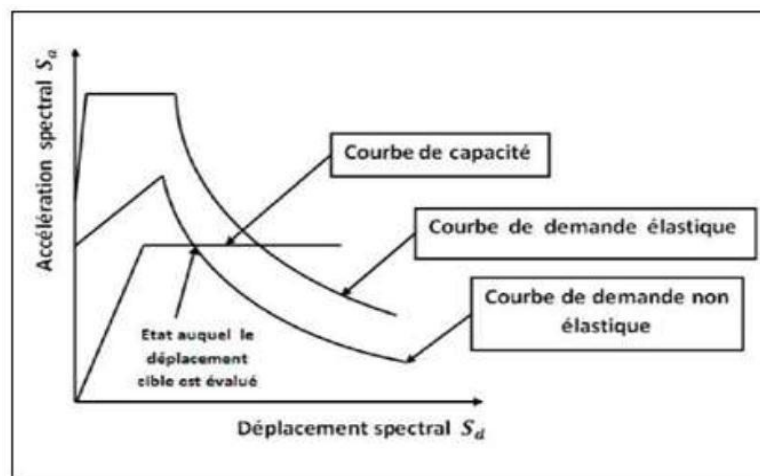


Figure I.9 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (ADRS)

I.7. Les méthodes push-over et leur application dans les règlements sismiques récents

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de push-over jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur push-over, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N2. Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40.

Chapitre I : Recherche bibliographique

Les différentes variantes de la méthode N2 sont appliquées dans FEMA-273 - FEMA-356 et l'eurocode-8. Toutes les méthodes combinent une analyse push-over d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et la période sont appliqués.

I.7.1. La méthode du spectre de capacité (d'ATC-40)

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre [18] [22].

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force déplacement obtenue à partir de l'analyse push-over, et la demande de tremblement de terre est représentée par sa courbe de spectre de réponse. Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Acceleration Displacement Response Spectrum) [10], comme illustré dans (la figure I.10) où " S_e " est la Pseudo-accelération spectral et " S_d " est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné.

Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

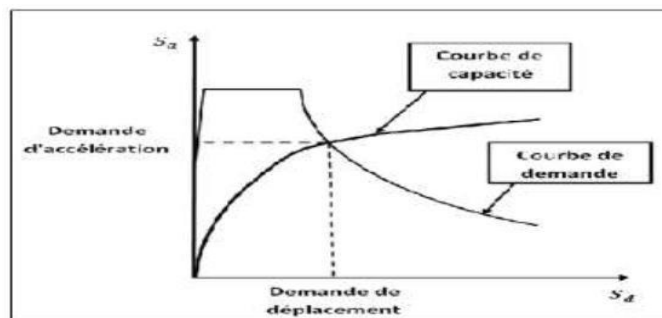


Figure I.10 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

La méthode de spectre de capacité peut être résumée comme suit [23] :

- 1) Analyse "**push-over**" du bâtiment.
- 2) Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ).
- 3) Transformer la relation (V_b - Δ) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation (S_a - S_d) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, où S_a et S_d sont la pseudo-accelération spectral et le déplacement spectral, respectivement.
- 4) Tracer la courbe de demande de l'excitation de tremblement de terre désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape [3].

- 5) L'intersection de la capacité et la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-déplacement de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ) de la structure au cours de l'analyse push-over.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale (S_a) et des valeurs de déplacement spectral (S_d), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre $\{\Phi\}$.

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du tremblement de terre de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5 % de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accélération spectral (S_a) avec la période naturelle (T) de la structure.

Dans la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) dans lequel (S_a) est tracée en fonction des valeurs de déplacement spectral (S_d) et les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans (la figure I.11).

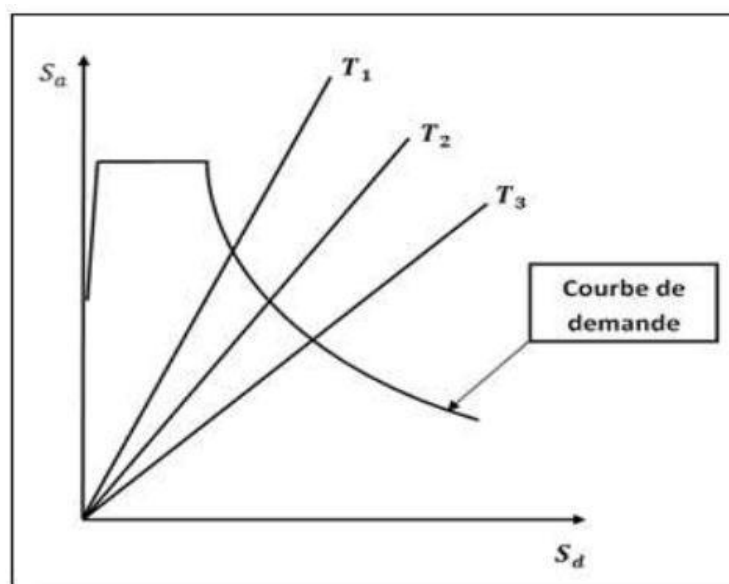


Figure I.11 : Représentation le format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par des lignes radiale

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et le déplacement maximale prévue pour être éprouvée par la structure pendant le tremblement de terre de conception.

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation des spectres élastique fortement amortis pour la détermination de la demande sismique.

L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre, qui peut, à son tour, mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluant le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérésis de la forme déformée extrême et l'amortissement visqueux équivalent (18).

Aussi, la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme le temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

I.7.2. La méthode N2 :

Le développement de la méthode de "N2" a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est développée par "Saidii" et "Sozan" (15).

Cette méthode combine l'analyse push-over d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Contrairement, à la méthode de spectre de capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastique avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode "N2" est basée sur l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises.

En général, la méthode de "N2" est convenable pour les structures dominées par le premier mode.

La méthode de "N2" est considérée semblable à la méthode de spectre du capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

I.7.3. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA-273 :

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode "N2" dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273 estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273 est donné par la relation suivante : $\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \cdot \frac{T_g^2}{4\pi^2} \cdot g$

Chapitre I : Recherche bibliographique

Où, " T_e " est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse en (m/S^2) et g l'accélération de la pesanteur.

Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 et C_3 sont définis comme suit :

Le facteur C_0 , est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit.

Les valeurs approximatives de C_0 données dans le tableau (I.1) :

Tableau I.1 : Les valeurs du facteur de modification C_0

Nombre de niveau	1	2	3	5	10
Facteur de modification	1	1.2	1.3	1.4	1.5

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$C_1 = 1.0 \quad \text{Pour } T_e > T_0$$

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

Où, T_0 est la période caractéristique du spectre de réponse, qui est défini comme la période associée à la transition du segment d'accélération constant du spectre au segment de vitesse constante, et R est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée. C_1 ne doit pas être moins de 1 et également il ne doit pas dépasser les valeurs données dans (FEMA-273) en fonction de la période fondamentale du bâtiment " T " :

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

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

Le coefficient " R " est exprimé en termes de l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité (résistance plastique) V_{by} comme suit :

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \frac{1}{C_0}$$

Avec :

W : est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue.

V_{by} : est déterminée en utilisant l'analyse push-over, où la courbe de push-over est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans (la figure I.12).

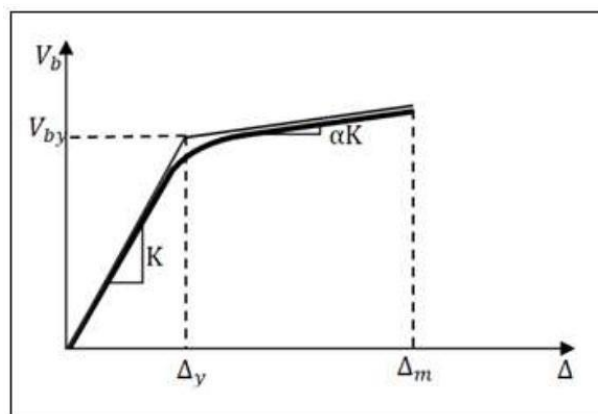


Figure I.12 : Idéalisation bilinéaire de courbe de Push-over

Le facteur C_2 , est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale.

Les valeurs de C_2 varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance, quand :

$$T = 0.1s \quad \text{ou} \quad T > T_0 (s).$$

Le facteur C_3 , est le facteur de modification pour représenter les effets de $P-\Delta$ croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification, C_3 sera placé egal à 1.

Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, C_3 est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

Où, α est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective. Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{Pour } \theta_m \leq 0.1$$

$$C_3 = 1.0 + 5 (\theta_m - 0.1) \quad \text{Pour } \theta_m \geq 0.1$$

Où θ_m est la valeur maximale de θ_i pour tous les étage, où θ_i est donnée par : $\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i}$

Avec :

P_i : est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i ,

V_i : est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage i en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique.

h_i : est la hauteur de l'étage i et d_i est le dérivé latéral dans l'étage i , dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer h_i .

La période fondamentale effective du bâtiment T_e dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe pushover.

Chapitre I : Recherche bibliographique

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective K_e du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification V_{by} .

La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égale à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité) comme illustré dans (la figure I.13).

La période fondamentale effective T_e est calculé comme suite : $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$

Avec :

T_i : La période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique.

K_i : La rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction étudiée

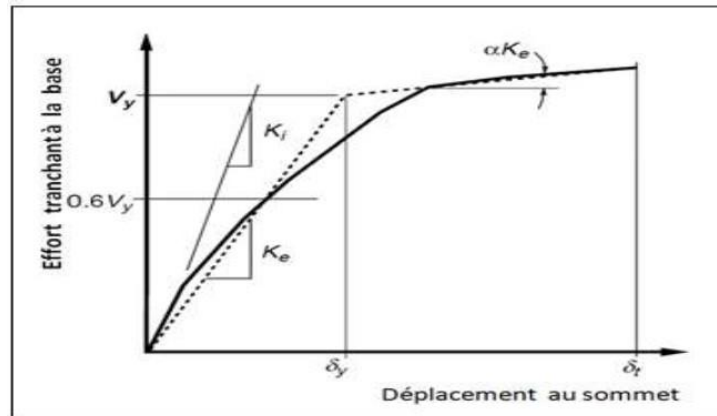


Figure I.13 : Calcul de la rigidité latérale effective (FEMA-273)

I.8. Le mode de chargement latéral

Le choix du mode de chargement latéral pour la détermination exacte du déplacement cible, est considéré comme un pas important dans l'analyse push-over et cela pour son utilisation dans la représentation la distribution probable des forces d'inertie imposées sur les structures au moment des séismes [24].

Il est clair que la distribution des forces d'inertie est variée selon la magnitude du séisme et avec le temps lors de ce séisme. Pour cela plusieurs modes de chargement sont proposés pour l'application de l'analyse push-over. Il y a trois modes de chargement latéral sont proposés, ces modes seront expliqués brièvement dans ce qui suit (les efforts tranchants d'étages sont normalisées au moyen de l'effort tranchant à la base pour obtenir un effort tranchant total équivalent à l'unité) [25].

I.8.1. Mode de chargement latéral du code :

Ce mode est défini dans le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) [26], la force latérale à chaque niveau F_i est calculée par la relation suivante :

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

Avec :

V : L'effort tranchant à la base.

h : Hauteur du niveau i en commençant par la base.

n : Le nombre total de niveaux.

F_t : Le chargement sismique supplémentaire ajoutée au niveau n et donnée par la relation suivante:

$F_t = 0.07 TV$ où **T** est la période fondamentale de la structure, $F_t = 0$ quand $T \leq 0.7s$.

I.8.2. Mode de chargement uniforme

La force latérale à chaque niveau est proportionnelle à la masse de ce niveau, d'un autre sens :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$$

Avec :

F_i : La force latérale au niveau **i**.

m_i : La masse au niveau **i**.

I.8.3. Mode de chargement du premier mode élastique (modal) :

Dans ce mode de chargement, la force latérale à chaque niveau est proportionnelle à l'amplitude du premier mode élastique et la masse de ce niveau, dans un autre sens.

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i}$$

Avec :

ϕ_i : Amplitude du premier mode élastique au niveau **i**.

m_i : La masse au niveau **i**.

I.9. L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originellement à la structure et l'amortissement hystérétique.

Chapitre I : Recherche bibliographique

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures.

L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante : $B_{eq} = B_0 + 0.05$

Avec :

B_0 : L'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent.

0.05 : représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme B_0 peut être calculé comme suit : $B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{Es_0}$

Avec :

E_d : L'énergie dissipée par l'amortissement.

Es_0 : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_d et Es_0 est illustrée à (la figure I.14) où Ed est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, Es_0 l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans (la figure I.14).

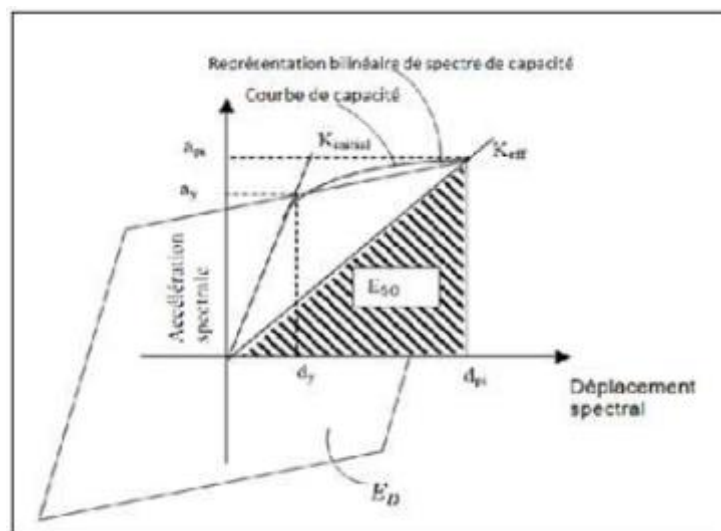


Figure I.14 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

I.10. Le 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 courbes « Spectre d'accélération S_a - Spectre de déplacement S_d ».

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'Eurocode 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 sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel. Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (**point A**).

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.

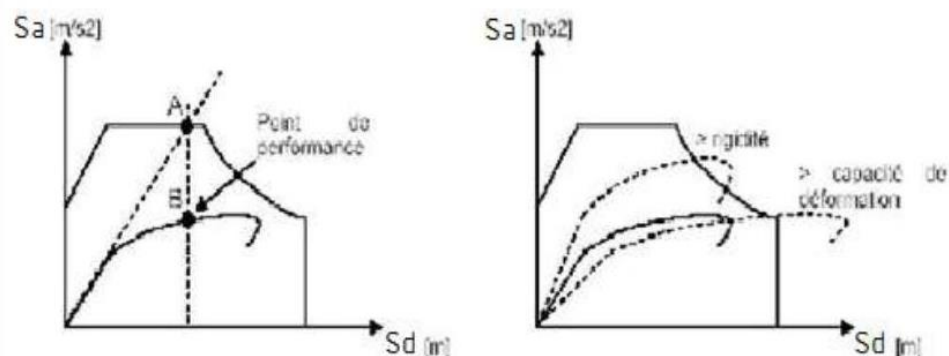


Figure I.15 : Le point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité

Chapitre I : Recherche bibliographique

Les normes américaines FEMA, prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres.

Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point **D** et point **C**).

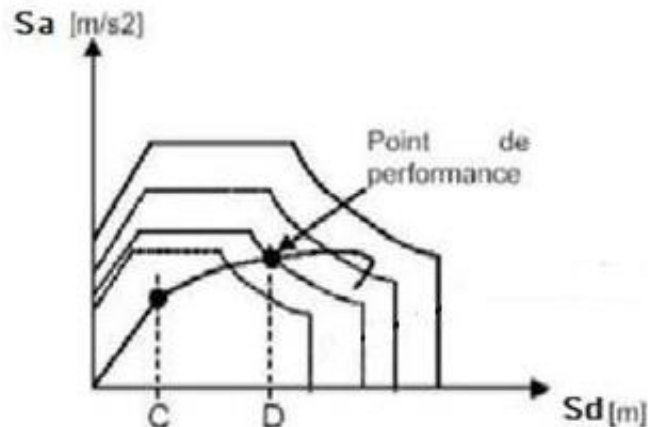


Figure I.16 : Point de performance — principe de réduction du spectre

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse pushover, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure.

I.11. Rotules plastique

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

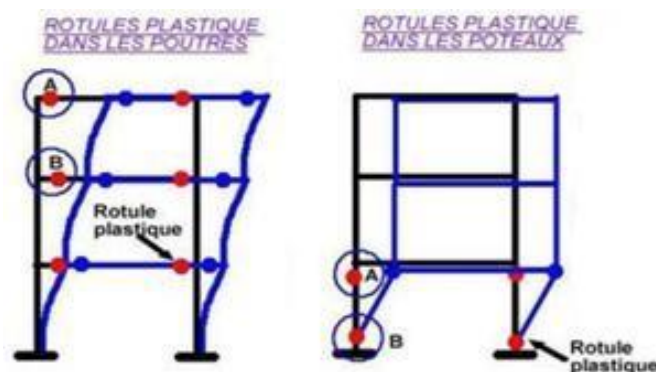


Figure I.17. Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.

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

Les restrictions à considérer :

- Toutes les propriétés non-linéaires qui définissent un endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au séisme sont données dans les rotules plastiques.
- Les rotules plastiques peuvent être utilisées uniquement dans les structures de type portique. Elles ne sont pas prises en compte dans les éléments de structure comme plaques, coques et solides. Ces types de structures utilisent respectivement les éléments finis surfaciques ou volumiques.
- Les rotules plastiques sont traitées autant que liaisons non-linéaires indépendantes pour chaque degré de liberté dans le nœud sélectionné.
- L'interaction entre différents degrés de liberté est négligée.
- La position de la rotule non-linéaire est définie par l'utilisateur.

I.11.1. La formation des rotules plastiques :

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

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique des éléments structurels donc toute la structure.

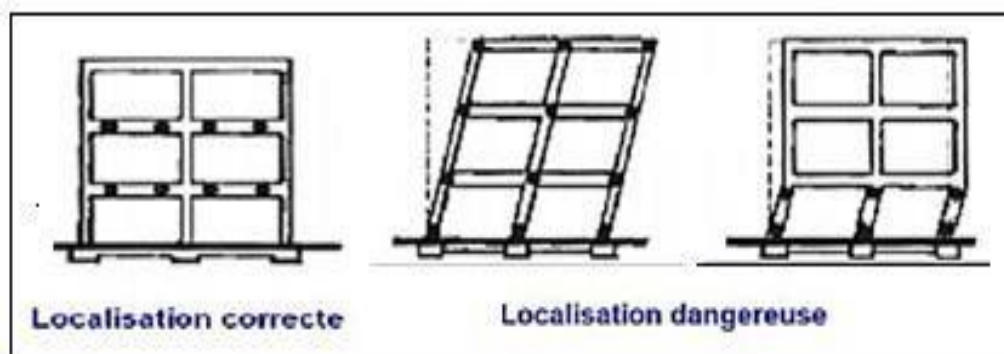


Figure I.18. Formation des zones plastifiées (rotules plastiques).

I.11.2. Les propriétés des rotules dans SAP 2000

Dans SAP 2000, le comportement linéaire des éléments d'ossature est déterminé par les dimensions des sections et les propriétés des matières assignées à ces éléments.

Chapitre I : Recherche bibliographique

Les caractéristiques non linéaires force-déplacement pour les éléments d'ossature individuels sont modélisées comme des rotules plastiques représentées par une série de segments de droite.

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (I.19).

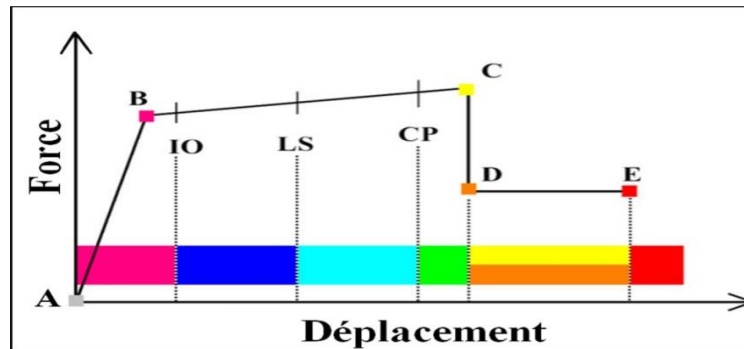


Figure I.19. Courbe (force-déplacement) ou (moment-rotation) Pour une définition de rotule utilisée

- **Le point (A)** représente l'origine.
- **Le point (B)** représente l'état de plastification.
- **Le point (C)** représente la capacité ultime pour l'analyse Push-over.
- **Le point (D)** représente la résistance résiduelle pour l'analyse Push-over.
- **Le point (E)** représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points **IO** (le début d'exploitation), **LS** (l'état d'exploitation sécuritaire) et **CP** (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basée sur la performance, n'ayant aucun effet sur le comportement de la structure.

I.12. Conclusion

La méthode d'analyse push-over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et codes. L'analyse push-over permet de tracer la séquence de ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que la progression de la courbe globale de capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse push-over est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposés au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse push-over fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique.

Chapitre II :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet porte sur une étude comparative d'un bâtiment en R+5+Sous-sol à usage d'habitation, l'ouvrage est implanté à Ouled Moussa wilaya de boumerdese qui est classée comme zone de moyenne sismicité "Zone IIb" selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien «RPA 99 version 2003».

II.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- Longueur en plan-----**20.55m.**
- Largeur en plan-----**18.3m.**
- Hauteur de S.sol-----**3.20m.**
- Hauteur de RDC----- **3.06 m.**
- Hauteur de l'étage courant----- **3.06 m.**
- Hauteur totale de la structure-----**21.56 m.** «sans acrotère»
- La hauteur de l'acrotère-----**60cm.**

II.4. Composition De L'ouvrage

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- 5 étages courants à usage d'habitation.
- Un sous-sol à usage stock.
- Une terrasse inaccessible

II.5. Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)

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

II.6. Conception de l'ouvrage

a. Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens.

b. Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

c. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

II.7. Caractéristique mécaniques des matériaux :

II.7.1. Béton :

II.7.1.1 Caractéristiques physiques et mécanique :

1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est définie par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression, est calculée comme suit :

$$f_{tj} = \frac{j}{(4.46 + 0.83j)} \times f_{c28}$$

Pour notre projet on prend: $\Rightarrow f_{c28} = 25MPa$

2. Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$\text{Notre cas : } f_{tj} = 2.1MPa$$

II.7.1.2. Diagramme Contrainte - déformation

- Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} (MPa)$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation durable.} \quad \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

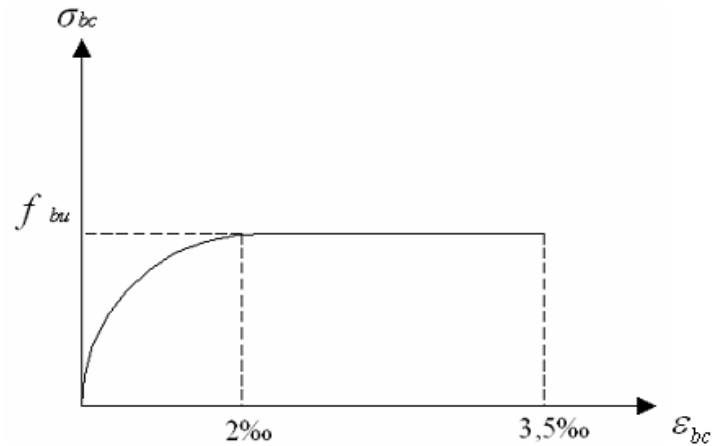


Figure II.1. Diagramme parabole- rectangle

- Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

V_u : Effort tranchant ; b : Largeur. ; d : Hauteur utile.

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \text{ si la sissuration est non préjudiciable .}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \text{ si la sissuration est préjudiciable}$$

- Contrainte de service à la compression : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MP) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

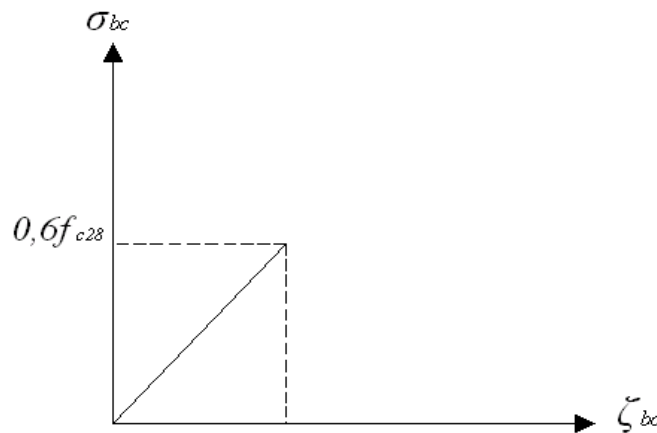


Figure II.2. Diagramme contrainte- déformation à l'ELS

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

✓ Module d'élasticité instantané :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.2MPa$

✓ Module d'élasticité différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton, on prend un module égale :

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_v = 10818.8 MPa$

✓ Module d'élasticité transversale :

$$E = \frac{E}{2(1 + \nu)} (MPa)$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson.

✓ Coefficient de poisson :

C'est le rapport de la déformation transversale et longitudinale.

Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

II.7.2. Acier

II.7.2.1. Définition

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction et classé en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent des limites d'élasticité garanties de 215 MPa ,235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE4500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées

Pour notre projet on prend : $\Rightarrow f_e = 500 MPa$.

- Module d'élasticité longitudinale E_s :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

Il pris égale à 2.10^5 MPa.

II.7.2.2. Contraintes limites (σ_{st})

- A L'ELU : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$

Telle que γ_s esr un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 \Rightarrow Situation durable.

1.00 \Rightarrow situation accidentelle.

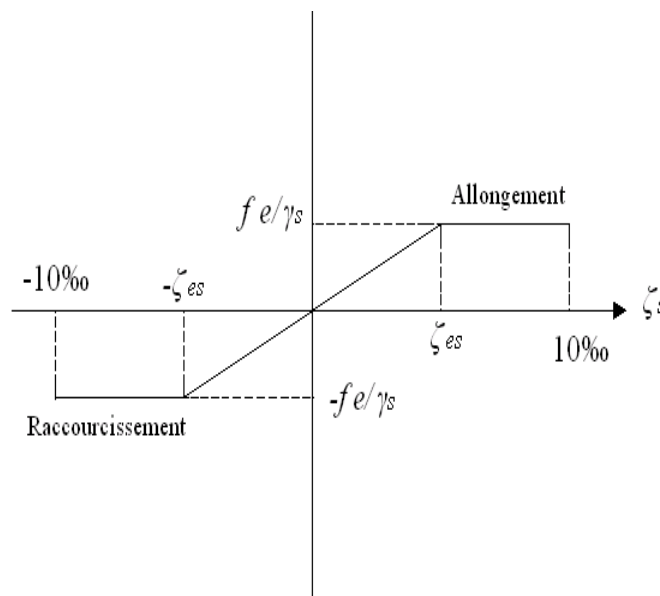


Figure II.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

- A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissures dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$

- Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ en (MPa)}$$

- Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés à un milieu agressif.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(0.5 \times f_e; \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ en (MPa)}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les fils dont le diamètre ≤ 6 mm

$\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA).

II.7.2.3. Enrobage (protection des armatures)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions s'enrobage suivantes :

- $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3$ cm pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation)
- $C \geq 1$ cm pour les parois situées dans les locaux

II.8. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \text{Haute adhérence} \quad \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\xi_s = 10 ‰$

II.8.Conclusion :

Pour notre projet les valeurs utilisées sont :

- La résistance de béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance de béton à la traction à 28 jours est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différée du béton est : $E_v = 10818.8 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané du béton est : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$
- Pour les armateurs d'acier $f_e = 500 \text{ MPa}$

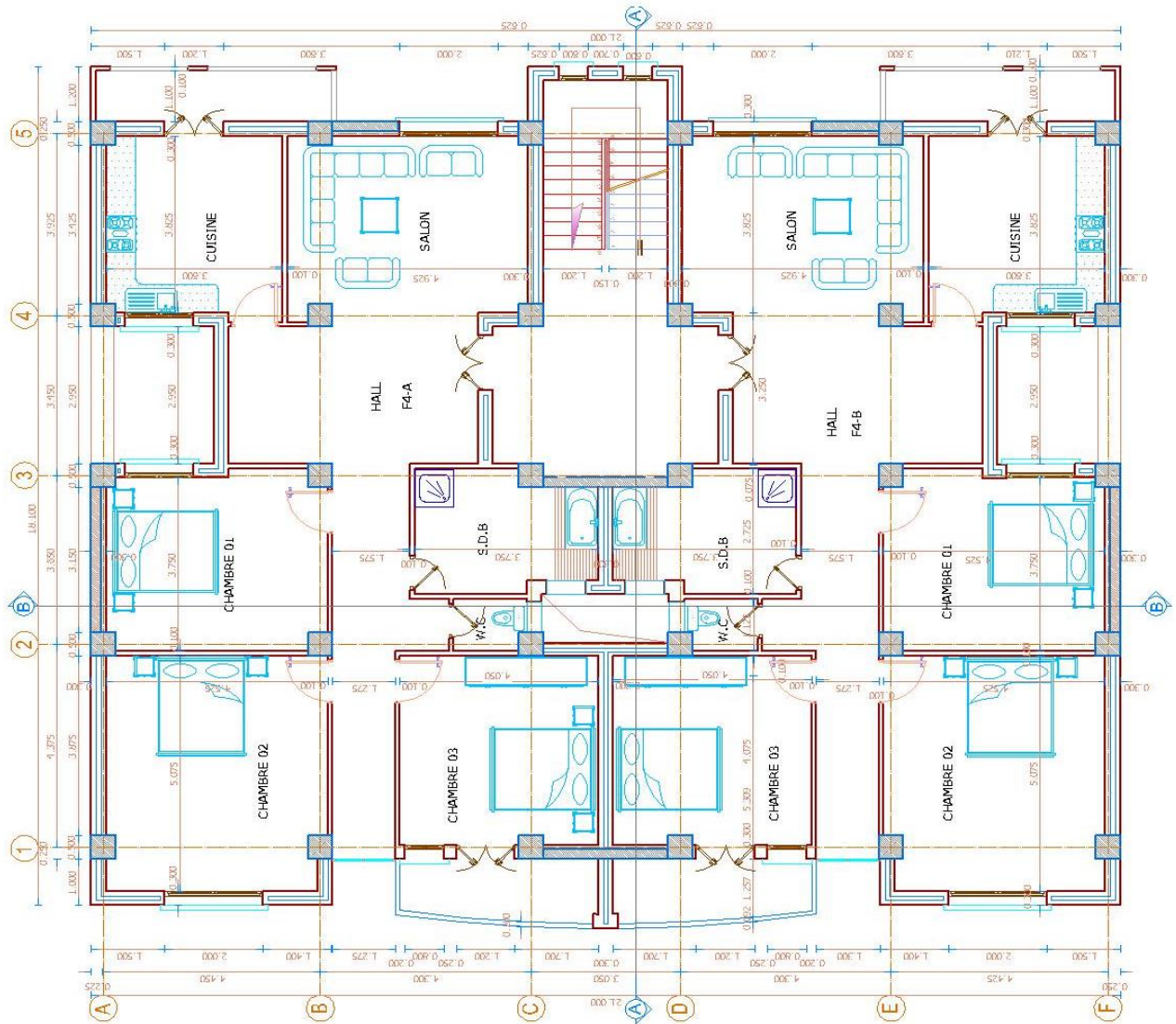


Figure II.4. Vu en plan de l'étage courant et RDC

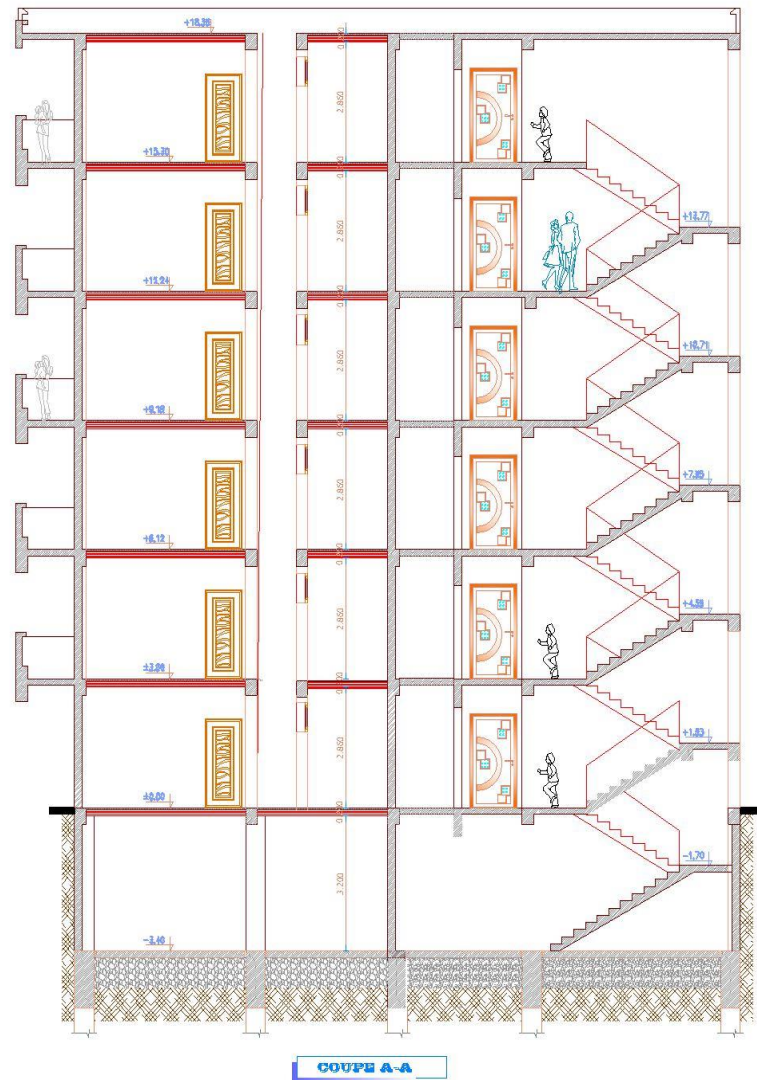


Figure II.5.coupe A-A

Chapitre III :

Pré-dimensionnements des éléments

III.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique (cas des dommages en béton) et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles **B.A.E.L 91, CBA93** et **R.P.A 99 V2003**.

III.2. Pré-Dimensionnement Des Planches

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

On a deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher à dalle pleine

III.2.1. Dalle en corps creux

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux.

Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (l'ourdis).

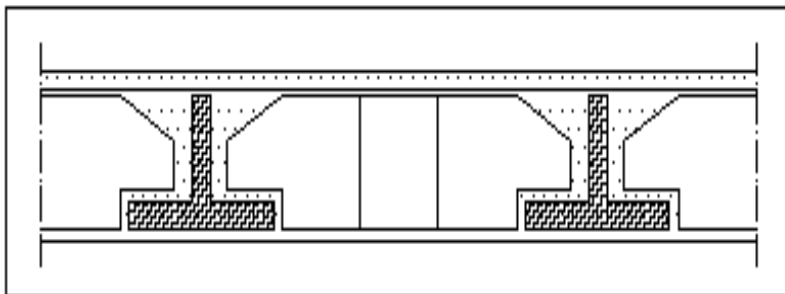


Figure III. 1.Dalle en corps creux

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur "h" tel que :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \Rightarrow \quad ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec

L_{\max} : longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

ht: hauteur total du plancher.

On a :

$$L_{\max} = 437.5 - 50 = 387.5 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{387.5}{22.5} \quad \Rightarrow \quad ht \geq 17.22 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm de hauteur : $ht = 20 \text{ cm}$.

III.2.2. Dalles pleines (balcon)

L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

a) Résistance au feu :

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

b) Isolation phonique :

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm.

c) Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur deux (02) appuis pour une portée L_x égale à:

$$L_x = 4.3 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \quad 12,28 \leq e \leq 14,33 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

III.3. Pré-Dimensionnement Des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le BAEL91 modifié 99.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$

La largeur **b** de la poutre doit être : $0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$
Avec :

- L_{max} : la plus grande portée entre nœuds d'appuis.
- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

III.3.1. Poutres principales

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{max} = 445 - 50 \quad \Rightarrow \quad L_{max} = 395 \text{ cm.}$$

$$26,33 \leq h \leq 39,5 \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

III.3.2. Poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales

$$L_{max} = 437,5 - 50 \quad \Rightarrow \quad L_{max} = 387,5 \text{ cm.}$$

$$25,83 \leq h \leq 38,75 \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de RPA

Tableau III.1. Vérification des conditions de RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifié
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifié
$h / b \leq 4$	1,33	1,16	Vérifié

Conclusion:

- Poutres principales (30×40) cm².
- Poutres secondaires (30×35) cm².

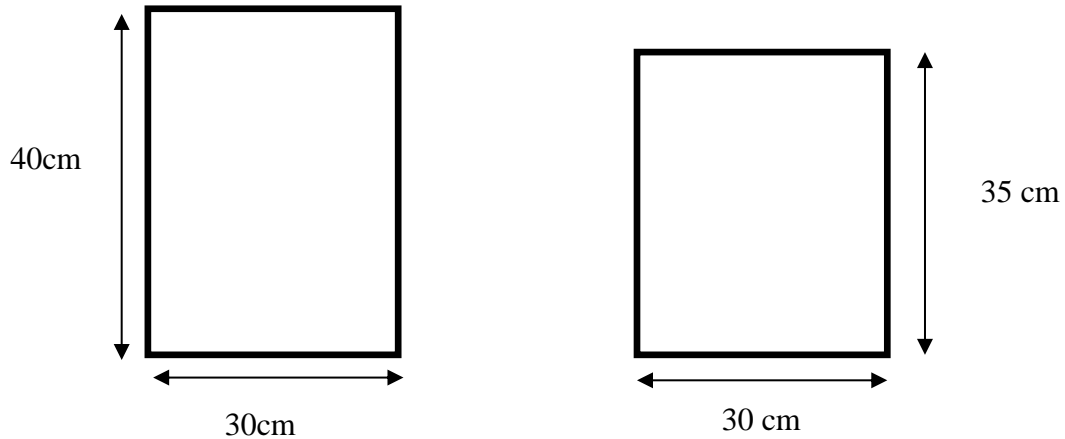


Figure III. 2.Schéma statique des poutres

III.4. Pré-Dimensionnement Des Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme, vent...), et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant l'article (7.7.1.RPA 2003)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.



voile composé sous forme de L

voile composé sous forme de U

voile simple

Figure III.3.Déffernts types des voiles

Au niveau du sous-sol :

$$e = \frac{h_e}{20}$$

Avec :

h_e : hauteur libre de s-soul

e : épaisseur du voile.

$h_e = h_{ss} - e_p$

h_p : Hauteur de la poutre

$$h_e = 3.2 - 0.4 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{3}{20} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm} .$$

Au niveau du RDC:

$$h_e = 3.06 - 0. \text{ m} \Rightarrow e = \frac{2.86}{20} = 13.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm} .$$

Au niveau d'étage courant :

$$h_e = 3,06 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{2.86}{20} = 13.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm} .$$

Donc on prend une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$

III.5. Détermination Des Charges Et Surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.5.1. Charges permanentes G

Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau III.2. Charge permanent de plancher terrasse

Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge (KN/ m ²)
Protection gravier	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Forme de pente	0.06	22	1,32
Plancher à corps creux	16+4	/	2,85
Enduit _ plâtre	0.02	5	0,1
Total	G= 5,55 KN /m²		

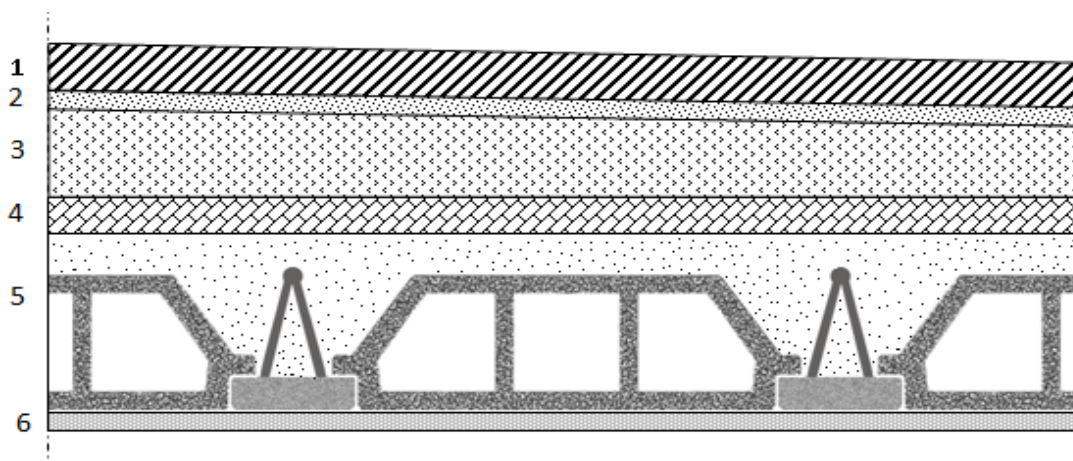


Figure III.4. coupe verticale du plancher terrasse à corps creux

Plancher étage courant :

Tableau III.3. Charge permanente de plancher étage courant

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge G(KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0,4
Couche de Sable	0.03	18	0,54
Plancher à corps creux	16+4	/	2,85
Enduit _ plâtre	0.02	5	0,1
Cloison de séparation	0.10	10	1
Total	G= 5,29 KN /m²		

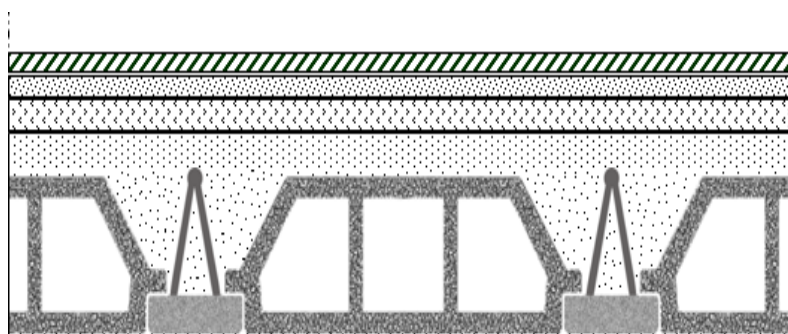


Figure III.5. Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

Mur extérieur :

Tableau III.4. Charge permanent de mur extérieur

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge G(KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
L'âme d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Total	G= 2.85 KN /m²		

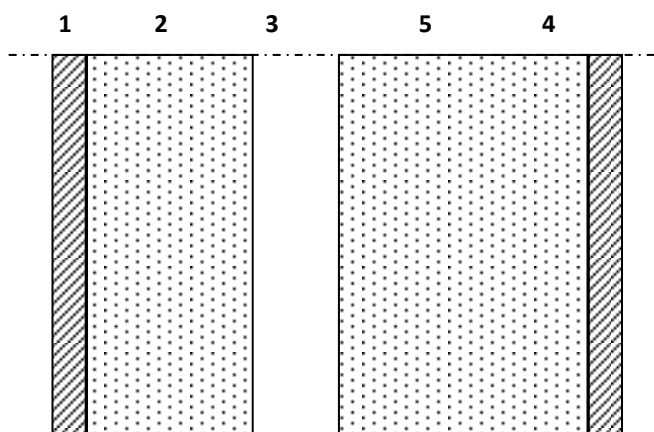


Figure III.6. Constituants d'un mur extérieur

III.5.2. Charges d'exploitation Q

Tableau III.5. Charges d'exploitation Q

Eléments	Surcharges Q (KN/ m ²)	Eléments	Surcharges Q (KN/ m ²)
Plancher terrasse	1	Balcon	3.5
Plancher étage courant et RDC	1.5	Escalier	2.5
Plancher de s.sol	2.5	Acrotère	1

III.6. Pré-Dimensionnement Des Poteaux

Définition :

Les poteaux sont prè dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

D'après l'article B.8.4.1 du BAEL 91 :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \frac{A's}{Br} \times \gamma_s}$$

β : coefficient de correccion dépend de l'élancementde poteau " λ ".

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

fbc : contrainte de calcul .

$$fbc = \frac{0,85 \times fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times Nu}{\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \frac{A's}{Br} \times \gamma_s}$$

Avec

$$\frac{A's}{Br} = 1\%$$

Donc : $Br \geq 0,62 Nu$

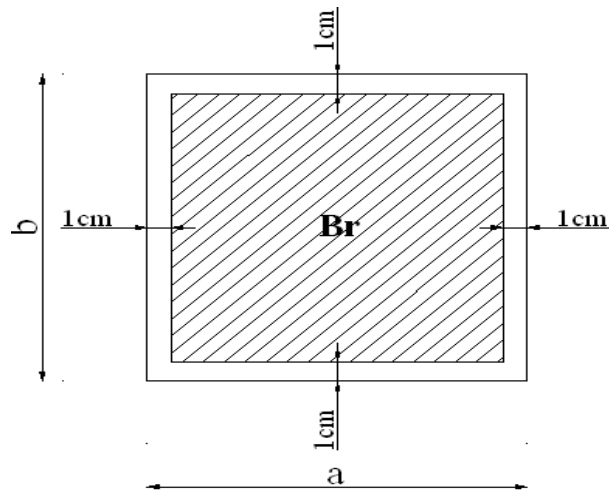


Figure III.7. Section réduite du poteau

III.6.3. Poteau central

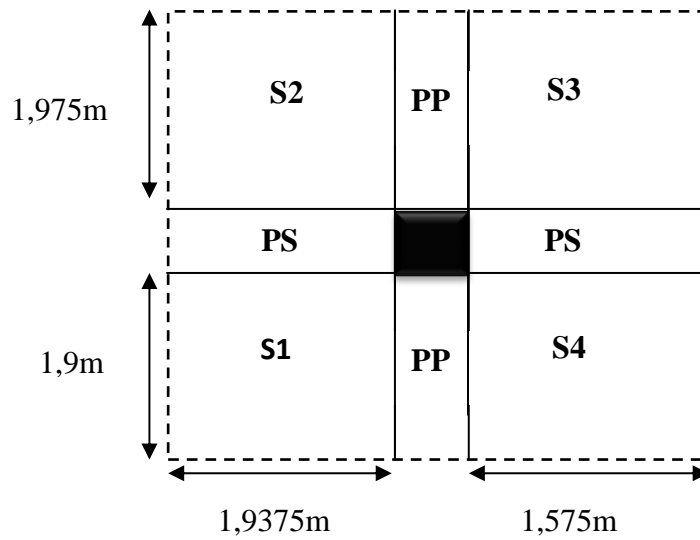


Figure III. 8. Surface d'influence de poteau centrale

- $S1=1.9375 \times 1.9=3.68125 \text{ m}^2$
- $S2=1.9375 \times 1.975=3.8265625 \text{ m}^2$
- $S3=1.575 \times 1.975=3.110625 \text{ m}^2$
- $S4=1.575 \times 1.9=2.9925 \text{ m}^2$

$$St= 3.68125 + 3.8023 + 3.091 + 2.99 = 13.62 \text{ m}^2$$

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

Poids propre des éléments :

a) Poids propre des poutres :

- Poutres principales: $P_{pp} = (0,30 \times 0,40 \times 3,875) \times 25 = 11,625 \text{ KN}$.
- Poutres secondaires: $P_{pp} = (0,30 \times 0,35 \times 3,5125) \times 25 = 9,22 \text{ KN}$
- Le poids total: $P_p = P_{pp} + P_{ps} = 11,625 + 9,22 = 20,845 \text{ KN}$

b) Poids propre des planchers : $P = S \times G$

- Plancher étage courant : $P_{pc} = 13.62 \times 5.29 = 72.05 \text{ KN}$.
- Plancher terrasse : $P_{pt} = 13.62 \times 5.55 = 75.6 \text{ KN}$.

c) Poids propre du Poteau:

- S-sol: $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 7.65 \text{ KN}$.
- RDC: $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$.
- Étage courant : $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$.

Surcharges exploitation:

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 13.62 = 13.62 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant: $Q_{1-4} = 1,5 \times 13.62 = 20.43 \text{ KN}$.
- Plancher RDC: $Q_{RDC} = 1.5 \times 13,62 = 20.43 \text{ KN}$.
- Plancher s-sol: $Q_{s-sol} = 2.5 \times 13.62 = 34.05 \text{ KN}$.

Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire.

La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le règlement (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

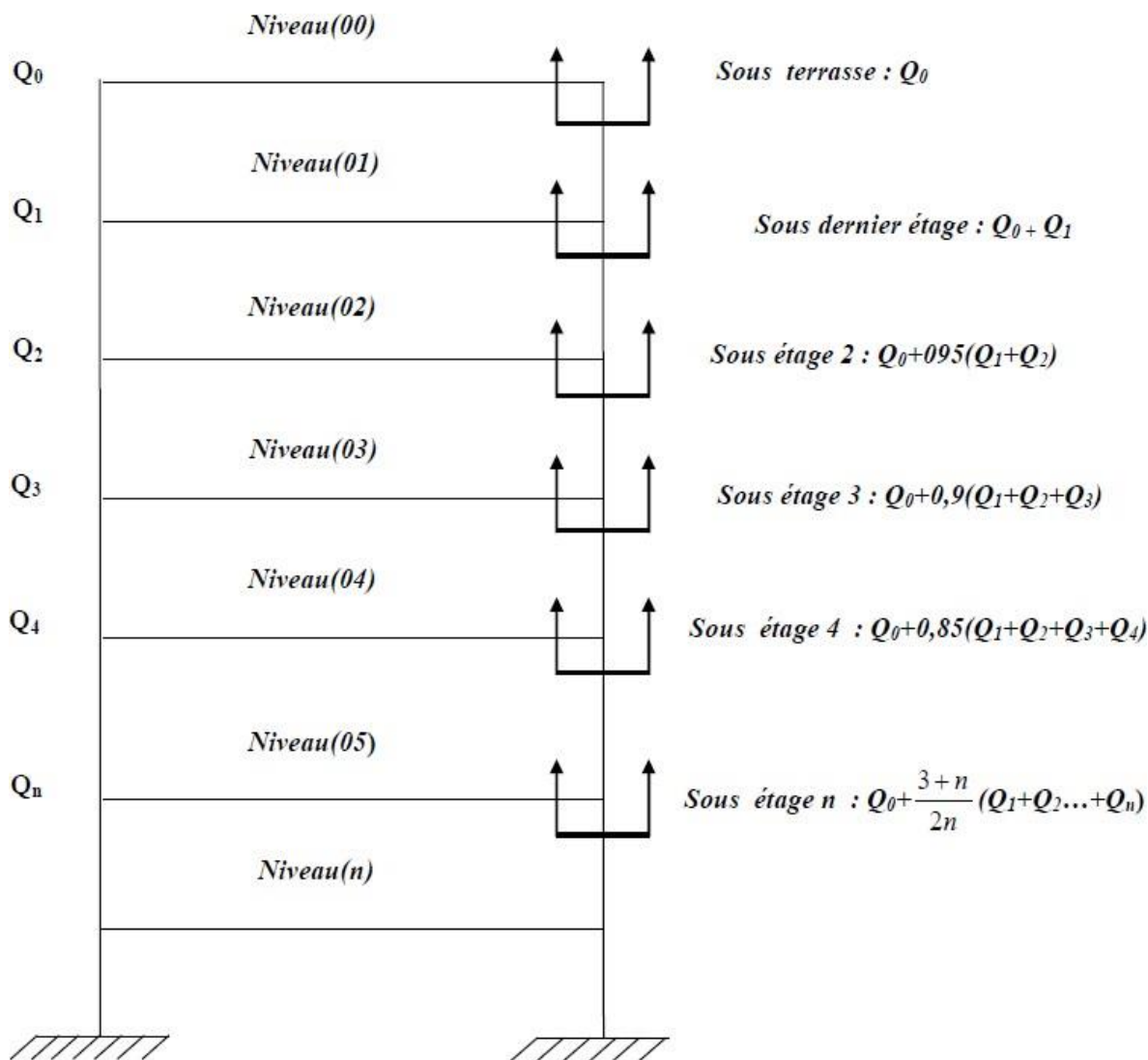


Figure III.9. Schéma de la descente charge

Coefficients de dégression charge:

Tableau III.6. Coefficients de dégression charge

Niveau	0	1	2	3	4	5	6
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

Les surcharges cumulées:

$$Q_0 = 13,62 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13,62 + 20,43 = 34,05 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13,62 + 0,95 \times (20,43 \times 2) = 52,437 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13,62 + 0,9 \times (20,43 \times 3) = 68,781 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13,62 + 0,85 \times (20,43 \times 4) = 83,082 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13,62 + 0,80 \times (20,43 \times 5) = 95,34 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13,62 + 0,75 \times (20,43 \times 5 + 34,05) = 115,77 \text{ KN.}$$

Tableau III.7. Récapitulatif de la descente de charge

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation KN		NU=1.35G+1.5Q (KN)
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtotale	Gcum	Q (plancher)	Qcum	NU
5^{ème}	75.60	20.845	6.885	103.33	103.33	13.62	13.62	159.26
4^{ème}	72.05	20.845	6.885	99.78	203.11	20.43	34.05	352.27
3^{ème}	72.05	20.845	6.885	99.78	302.89	20.43	52.437	487.56
2^{ème}	72.05	20.845	6.885	99.78	402.67	20.43	68.78	646.77
1^{ème}	72.05	20.845	6.885	99.78	502.45	20.43	83.082	802.93
RDC	72.05	20.845	6.885	99.78	602.23	20.43	95.34	956.02
S-SOL	72.05	20.845	7.65	99.78	702.01	34.05	115.77	1121.37

Choix des sections des Poteaux

Tableau III.8. Choix des sections des poteaux

Niveau	NU (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
5 ^{ème}	159.26	98.74	9.94	30×30	30×30
4 ^{ème}	352.27	218.41	14.78	30×30	30×30
3 ^{ème}	487.56	302.29	17.38	30×30	30×30
2 ^{ème}	646.77	400.99	20.02	30×30	35×35
1 ^{ème}	802.93	497.82	22.31	30×30	35×35
RDC	956.02	592.73	24.34	30×30	40×40
S-SOL	1121.37	695.25	26.36	30×30	40×40

Vérification des poteaux à l'ELS

Il faut vérifier que : $\Rightarrow S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$

Tableau III.9. Vérification des poteaux à l'ELS

Niveau	Ns (KN)	S (cm ²)	$\frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Vérification
5 ^{ème}	116.95	900	77.96	Vérifiée
4 ^{ème}	237.16	900	158.11	Vérifiée
3 ^{ème}	355.33	900	236.89	Vérifiée
2 ^{ème}	471.45	1225	314.3	Vérifiée
1 ^{ème}	585.53	1225	390.35	Vérifiée
RDC	697.57	1600	456.05	Vérifiée
S-SOL	817.78	1600	545.19	Vérifiée

III.6.4. Poteau de rive

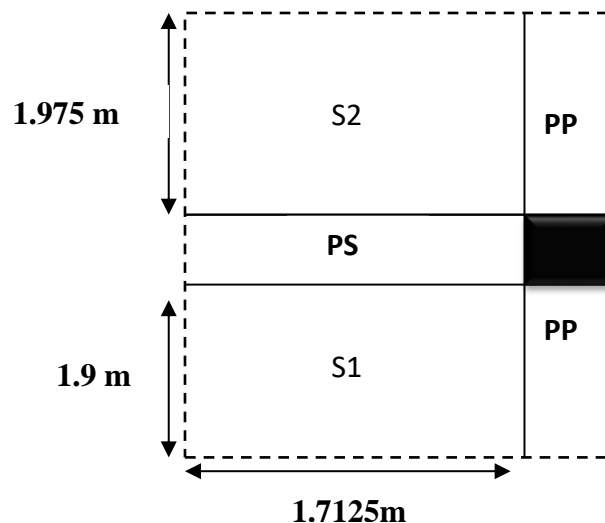


Figure III. 10. Surface d'influence de poteau de rive

- $S1 = 1.7125 \times 1.9 = 3.254 \text{ m}^2$
- $S2 = 1.7125 \times 1.975 = 3.4 \text{ m}^2$

$$S_t = S1 + S2 = 3.4 + 3.254 = 6,65 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments:

Poids propre des poutres:

- Poutres principales: $P_{pp} = (0,30 \times 0,40 \times 3,875) \times 25 = 11,625 \text{ KN.}$
- Poutres secondaires: $P_{pp} = (0,30 \times 0,35 \times 1,7125) \times 25 = 4,5 \text{ KN}$
- Le poids total : $P_p = P_{pp} + P_{ps} = 11,625 + 4,5 = 16,125 \text{ KN}$

Poids propre des planchers : $P = S \times G$

- Plancher étage courant : $P_{pc} = 6,65 \times 5,29 = 35,17 \text{ KN.}$
- Plancher terrasse : $P_{pt} = 6,65 \times 5,55 = 36,90 \text{ KN.}$

Poids propre du poteau :

- S-sol : $P_p = 0,3 \times 0,3 \times 3,2 \times 25 = 7,2 \text{ KN.}$
- RDC : $P_p = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN.}$
- Étage courant : $P_p = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN.}$

Poids propre de mur extérieur :

$$P = 2,85 \times 1 \times 3,875 = 11,04 \text{ KN}$$

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

Poids propre de l'acrotère :

$$P = 2.217 \times 3.875 = 8.60 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1 \times 6.65 = 6.65 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant et RDC : $Q_{1-5} = 1.5 \times 6.65 = 9.97 \text{ KN}$.
- Plancher s-sol : $Q_6 = 2.5 \times 6.65 = 16.62 \text{ KN}$.

Les surcharges cumulées:

$$Q_0 = 6.65 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 6.65 + 9.97 = 16.62 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 6.65 + 0.95 \times (9.97 \times 2) = 25.59 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 6.65 + 0.9 \times (9.97 \times 3) = 33.57 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.65 + 0.85 \times (9.97 \times 4) = 40.55 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 6.65 + 0.80 \times (9.97 \times 5) = 46.53 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 6.65 + 0.75 \times (9.97 \times 5 + 16.62) = 56.50 \text{ KN}$$

Tableau III.10. Récapitulatif de la descente de charge

NIV	Charges permanentes [KN]							Surcharges d'exploitation KN		NU = 1.35G+1.5Q (KN)
	Plancher	Poutre	Poteau	Acrotère	Mur extérieur	Gtotale	Gcum	Q (plancher)	Qcum	
5^{ème}	36.90	16.13	6.88	8.60	11.04	79.55	79.55	6.65	6.65	117.37
4^{ème}	35.17	16.13	6.88	/	11.04	69.22	148.77	9.97	16.62	225.76
3^{ème}	35.17	16.13	6.88	/	11.04	69.22	217.99	9.97	25.59	332.67
2^{ème}	35.17	16.13	6.88	/	11.04	69.22	287.21	9.97	33.57	436.17
1^{ème}	35.17	16.13	6.88	/	11.04	69.22	354.43	9.97	40.55	539.31
RDC	35.17	16.13	6.88	/	11.04	69.22	425.65	9.97	46.53	644.42
S-SOL	35.17	16.13	7.2	/	11.04	69.54	495.19	16.62	56.50	753.26

Choix des sections des Poteaux:

Tableau III.11. Choix des sections des poteaux

Niveau	NU (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
5 ^{ème}	117.37	72.77	8.53	30×30	30×30
4 ^{ème}	225.76	139.97	11.83	30×30	30×30
3 ^{ème}	332.67	206.25	14.36	30×30	30×30
2 ^{ème}	436.17	270.43	16.44	30×30	35×35
1 ^{ème}	539.31	334.37	18.28	30×30	35×35
RDC	644.42	399.54	19.98	30×30	40×40
S-sol	753.26	467.02	21.61	30×30	40×40

Vérification des poteaux à l'ELS.

Il faut vérifier que : $\Rightarrow S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$

Tableau III.12. Vérifications des poteaux à l'ELS

Niveau	Ns (KN)	S (cm ²)	$\frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Vérification
5 ^{ème}	86.2	900	57.46	Vérifiée
4 ^{ème}	165.39	900	110.26	Vérifiée
3 ^{ème}	243.58	900	162.38	Vérifiée
2 ^{ème}	320.78	1225	213.85	Vérifiée
1 ^{ème}	394.98	1225	263.31	Vérifiée
RDC	472.18	1600	314.78	Vérifiée
S-sol	551.69	1600	367.79	Vérifiée

III.6.5. Vérifications des conditions de R.P.A 99 (version 2003)

Poteau central et de rive:

Tableau III.13. Vérification des conditions de RPA

Condition exigés par RPA	Poteau	Valeur calculée	Observation
Min(b,h) >25cm $\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ $1/4 < b/h < 4$	30 × 30	30cm > 25cm	Vérifiée
		306/20=15.3cm 30cm > 15.3cm	Vérifiée
		30/30 =1 0.25 < 1 < 4	Vérifiée
	35 × 35	35m > 25cm	Vérifiée
		306/20=15.3cm 35cm > 15.3cm	Vérifiée
		35/35 =1 0.25 < 1 < 4	Vérifiée
	40 × 40	40cm > 25cm	Vérifiée
		306/20=15.3cm 40cm > 15.3cm	Vérifiée
		40/40 =1 0.25 < 1 < 4	Vérifiée

II.6.6. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \lambda : \text{élancement du poteau.}$$

L_f: La longueur de flambement (L_f=0.7l₀).

i: Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$.

Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments

S: Section transversal du poteau (b×h).

l₀:Hauteur libre de poteau.

I: Moment d'inertie du Poteau $I = \frac{bh^3}{12}$.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{Sbh}}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h}$$

Finalement : $\lambda = 2.425 \frac{l_0}{h}$

Tableau III.14. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Condition	Niveau	Poteau (cm ²)	l ₀ (m)	h (m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{l_0}{h}$	3,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30 × 30	3.06	0.3	24.73	Vérifiée
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	35 × 35	3.06	0.35	21.20	Vérifiée
	S.sol et RDC	40 × 40	3.06	0.4	18.55	Vérifiée
			3.2	0.4	19.4	Vérifiée

La condition de l'élanement $\lambda \leq 35$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

III.7. Conclusion

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons trouvé les résultats suivants :

- Plancher en corps creux : ht = 20cm.
- Dale pleine (balcon) : ep = 15 cm.
- Poutres principales : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×35) cm².
- Poteau sous-sol et RDC : (40×40) cm².
- Poteaux 1^{ère} et 2^{ème} étage :(35×35) cm².
- Poteaux 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage :(30×30) cm².
- Voile sous-sol : ep = 15 cm.
- Voile RDC et étage courant : ep = 15 cm.

Chapitre IV :

Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments ; Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature, et Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

IV.2. L'acrotère

Définition :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$

IV.2.1. Calcul des Charges Sollicitant l'acrotère

Charges permanentes :

Poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho \times 1\text{m}$$

S : section longitudinale de l'acrotère.

ρ : masse volumique de béton.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.1 \times 0.03) / 2)] \times 25$$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment :

$$G = 14 \times 2 \times 0.03 \times 0.6 = 0.504 \text{ KN /ml}$$

$$\Rightarrow G = 2.217 \text{ KN/ml}$$

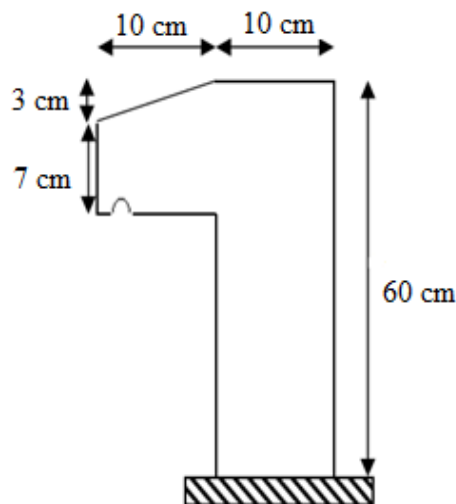


Figure .IV.1. Schéma statique de l'acrotère

Charge d'exploitation :

$Q=1.00\text{kN/ml}$ (main courante)

L'action des forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone **IIb** et le groupe d'usage appropriés [$A=0.2$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0.8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2.217kN.

$F_p=4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.217=1.42$ kN.

$Q_u=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$F_p = 1.42$ KN

$1.5 Q = 1.5$ KN

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2.217$ kN/ml et $Q=1.42$ KN/ml.

IV.2.2. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$N_u=1.35G=2.993$ kN

$M_u=1.5 \times Q_h \times h=1.5 \times 1.42 \times 0.6 =1.28$ kNm

$T_u=1.5 \times Q_h=1.5 \times 1.42=2.13$ Kn

E.L.S :

$N_{ser}=G=2.217$ kN

$M_{ser}=Q_h \times h=0.852$ kNm

$T_{ser}=Q_h=1.42$ kN

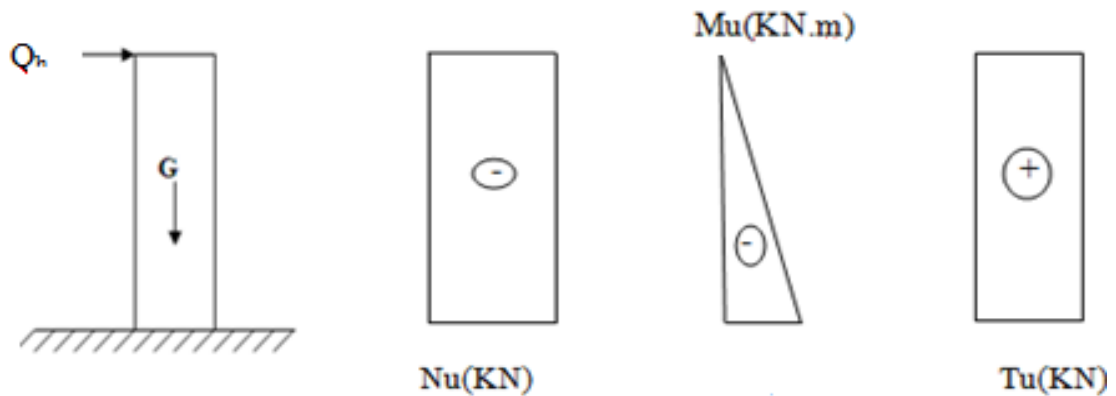


Figure IV.2. Diagrammes des efforts à l'ELU

IV.2.3. Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $d=0.9h=9\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

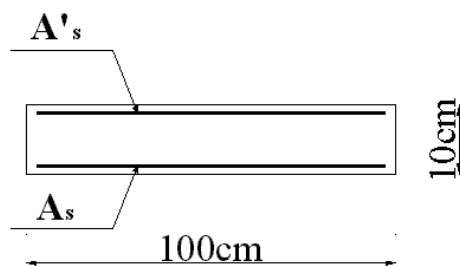


Figure IV.3. Coupe horizontale d'un acrotère

Calcul de l'excentricité :

$$e_o = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.28}{2.993} = 42.763 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_o > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif " M_f " :

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.28 + 2.993 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.37 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.37 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0.0099$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0099})) = 0.012$$

$$z = d (1 - 0.4a) = 90(1 - 0.4 \times 0.012) = 89.56 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.291 \times 10^6}{89.56 \times \frac{500}{1.15}} = 35.18 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 33.15 - \frac{2.835}{4.35} = 26.63 \text{ mm}^2 ; \Rightarrow A_1 = 0 ; \Rightarrow A_2 = 26.63 \text{ mm}^2$$

Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{max} \left(\frac{1000 \times 100}{1000} \right) ; 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{max}(1 \text{ cm}^2 ; 0.87 \text{ cm}^2) \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{max}(A_2 ; A_{s \text{ min}}) = 0.87 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T6=1.41 cm²

$$\text{Avec un espacement : } \Rightarrow \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow es = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1.41}{4} = 0.352 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=1.13 cm² avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

IV.2.3. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_o = \frac{M_{sr}}{N_{sr}} = \frac{0.852}{2.217} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

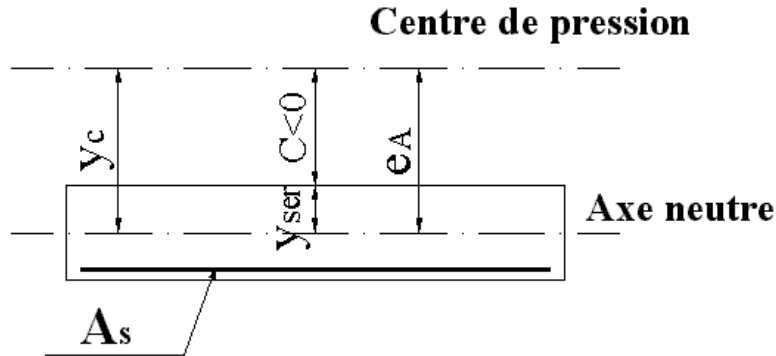


Figure VI. 4.Position de centre de pression

On a : $e_o > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{sr}}{N_{sr}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.852}{2.217} + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 9 - 42 = -33 \text{ cm} \dots \dots \dots (C < 0)$$

D'après le « BAEI 91 modifié 99 », on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$\Rightarrow y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -3c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$p = -3(-33)^2 + 6 \times 15 (-33 - 2) \frac{1.41}{100} + 6 \times 15(9 - (-33)) \times \frac{1.41}{100}$$

$$q = -2(-33)^3 - 6 \times 15(-33 - 2)^2 \frac{1.41}{100} - 6 \times 15(9 - (-33))^2 \times \frac{1.41}{100}$$

Donc l'équation de 3^{ème} degré devient

$$y_c^3 - 3258.12 y_c + 68080.56 = 0$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -4.89 \times 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.95 \Rightarrow \varphi = 161.80^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 65.91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -65.54 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 38.80 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 38.80$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 38.80 - 33 = 5.8 \text{ cm} < d = 9 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_c = 38.80 \text{ cm} \\ y_{ser} = 5.8 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n (A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2); \quad n = 15$$

$$I = \frac{10}{3} 5.8^3 + 15(1.41(9 - 5.8)^2 + 0(5.8 - 2)^2) = 866.94 \text{ cm}^4$$

IV.2.4. Vérification des contraintes

Contrainte du béton : $\sigma_s = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_s = \left(\frac{2.217 \times 10^3}{866.94 \times 10^4} \times 388\right) 58 = 5.75 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}})\right) = 250\text{Mpa} \quad 1.6\text{pour les aciers HA}$$

$$\sigma_s = 15\left(\frac{2.217 \times 10^3}{866.94 \times 10^4} 388\right) (90 - 58) = 47.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_s = 15\left(\frac{2.217 \times 10^3}{866.94 \times 10^4} 388\right) (58 - 20) = 56.56\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 47.62\text{Mpa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 56.56\text{Mpa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{2.13 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0.024 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.2.6. Schéma de ferrailage

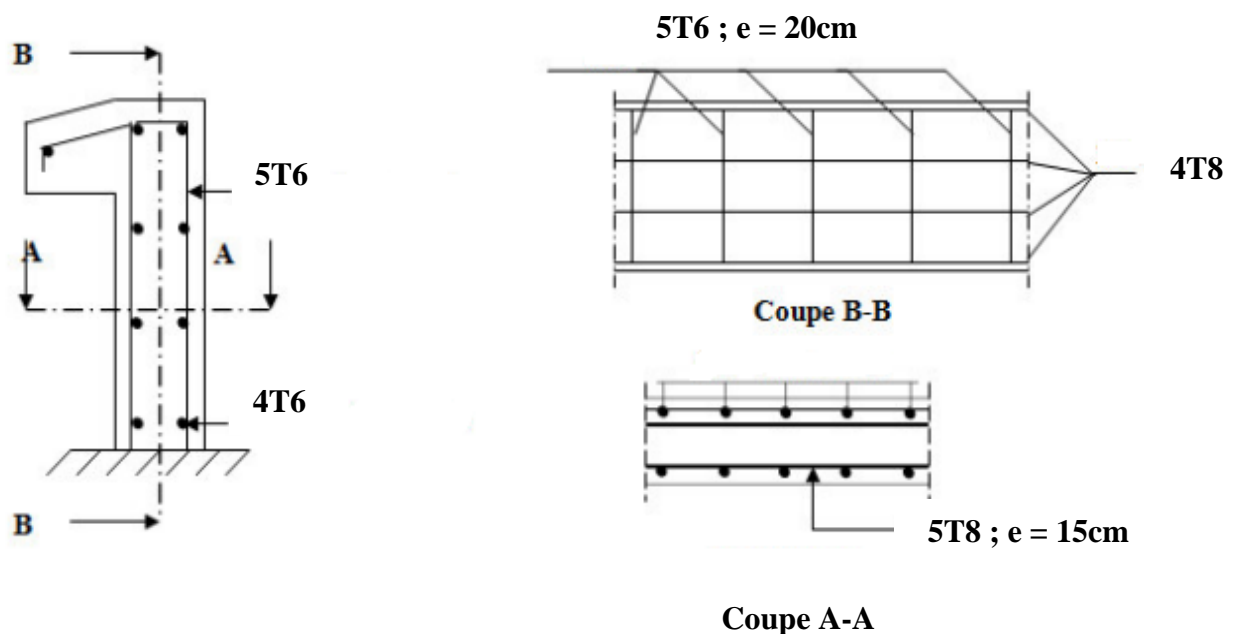


Figure IV.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3. Calcul de plancher

Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a: $h_t = 20$ cm; avec $h_0 = 4$ cm; $h=16$ cm ; $b_0 = 12$ cm, $b=65$ cm

$c = (b-b_0) / 2 = 26,5$ cm

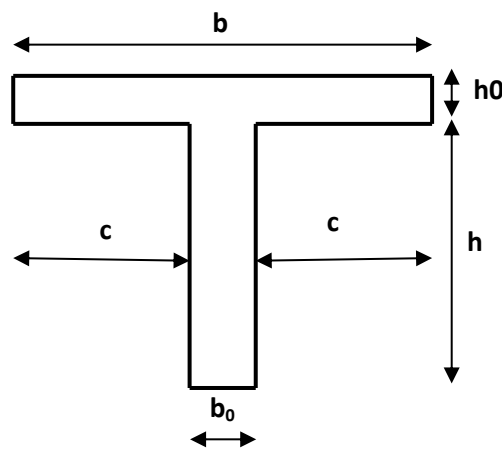


Figure IV.6. Dimensions de la poutrelle

Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la méthode :

$$a = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3a)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3a) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.2 + 0.3a) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Travée dérivée} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0.2M_0$appuis de rive
- $M=0.6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0.5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0.4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.15 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = - \frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives "l'_w" à gauche et "l'_e" à droite, avec :

l'=l.....pour une travée de rive

l'=0,8l.....pour une travée intermédiaire

"l" représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

IV.3.1. Calcul des poutrelles

On un seul type des poutrelles ; Poutrelle à (04) travées ; et le calcul se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

IV.3.1.1. Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de 4 travées

On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier Q=1 kN/m²

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

$$\begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutrelle.....} 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml} \\ \text{Poids du corps creux.....} \frac{0.65 \times 0.16 \times 14}{2} = 1.456 \text{ kN/ml} \\ \hline G = 1.576 \text{ kN/ml} \end{array}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.10 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2.226 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.1 \times 4.375^2}{8} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2.226 \times 4.375^2}{8} = 5.33 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u=7.42$ KNm ; $b=12$ cm ; $d=3.6$ cm ; $\sigma_{bc}=17$ MPa

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_s} = 2.80 > \mu_r = 0.391 \Rightarrow A' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

IV.3.1.2. Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible :
Charge permanentes : $G=5.55 \times 0.65=3.61$ kN/ml
Surcharges d'exploitation : $Q=1 \times 0.65=0.65$ kN/ml
- Plancher étage courant :
 - Charge permanentes : $G=5.29 \times 0.65=3.44$ kN/ml
 - Surcharges d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.975$ kN/ml
- Combinaison des charges :

Tableau IV.1. Combinaison des charges

	Moment à l'ELU(KN.ml)	Moment à l'ELS(KN.ml)
Terrasse inaccessible	6.16	4.26
Etage courant	6.11	4.42

Conclusion :

Le plancher terrasse inaccessible est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} q_u= 6.16 \text{ KN/ml} \\ q_s= 4.26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 4.26 \text{ KN} \leq \text{Max} \{2 \times 4.26= 8.52 ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ **Condition vérifié**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Tableau IV. 2. vérification les portées copris entre 0.8 et 1.25

Travée	L de travée (m)	L_i / L_{i+1}	Observation
1-2	4.375	1.19	Vérifiée
2-3	3.65		
2-3	3.65	1.05	Vérifiée
3-4	3.45		
3-4	3.45	0.87	Vérifiée
4-5	3.925		

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différences travées **Condition vérifié**
 - Fissuration non préjudiciable..... **Condition vérifié**
- ⇒ Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des coefficients :

Tableau IV.3. Coefficients de la méthode forfaitaire

Coefficient	Valeur
$a = Q / (G + Q)$	0.41
$1 + 0.3a$	1.12
$(1.2 + 0.3a) / 2$	0.66

- Calcule des moments et des efforts à L’ELU :

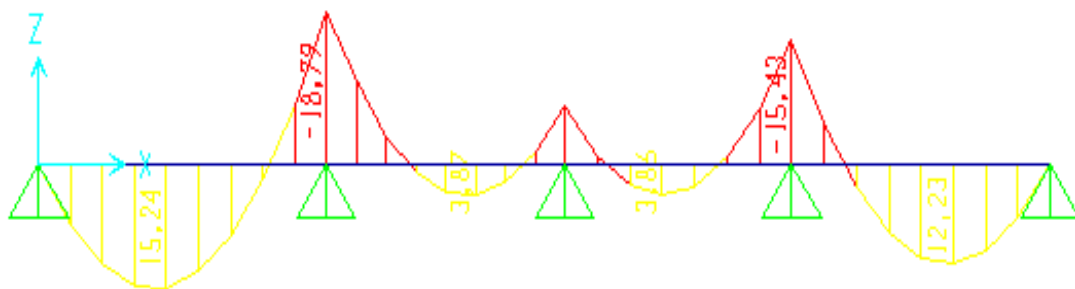


Figure IV.7. Diagramme Moment fléchissant à l’ELU

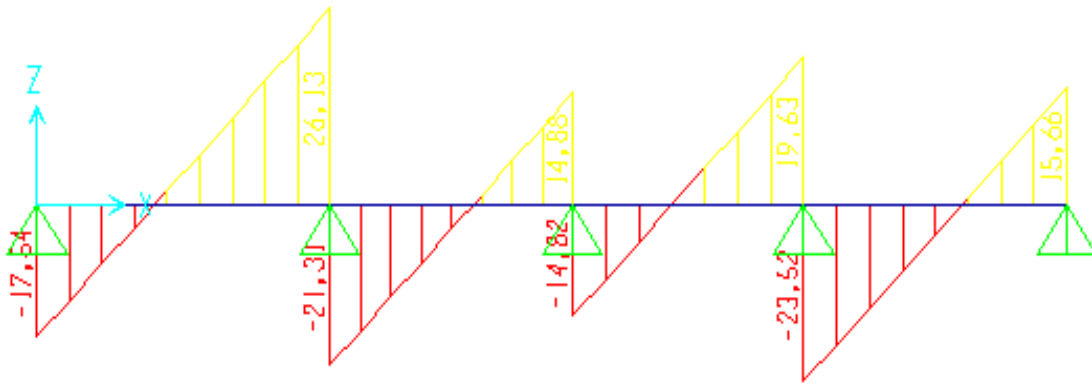


Figure IV.8. Diagramme Effort tranchant à l'ELU

Tableau IV.4. Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU

Travée	1 – 2	2 – 3	3 – 4	4 – 5	
Qu(KN/ml)	6.16	6.16	6.16	6.16	
L(m)	4.375	3.65	3.45	3.925	
M ₀	14.74	10.26	9.16	11.86	
Appuis	1	2	3	4	5
M _a (KN.m)	0	-18.79	-7.14	-15.43	0
Travée	1 – 2	2 – 3	3 – 4	4 – 5	
M _w (KN.m)	0	-18.79	-7.14	-15.43	
M _e (KN.m)	18.79	-7.14	-15.43	0	
M _t (KN.m)	15.24	3.87	3.86	12.23	
V _w (KN)	17.54	21.31	14.82	23.52	
V _e (KN)	26.13	14.88	19.63	15.66	

- Calcule des moments et des efforts à L'ELS :

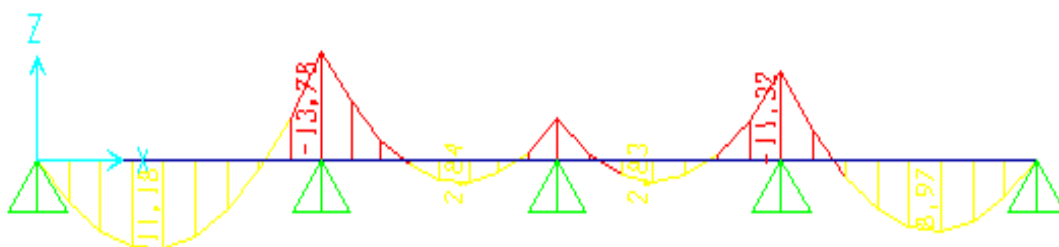


Figure IV. 9. Diagramme Moment fléchissant à ELS

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

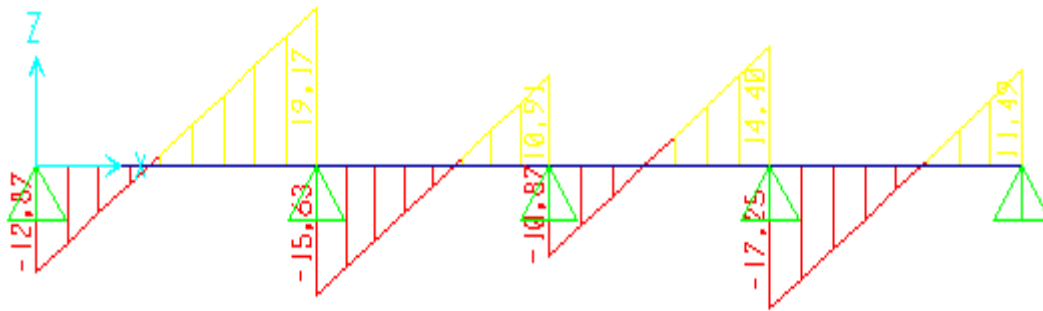


Figure IV.10.Diagramme Effort tranchant à l'ELS

Tableau IV.5.Calcul des effort internes (M,T) à l'ELU

Travée	1 – 2		2 – 3		3 – 4		4 – 5	
Qu(KN/ml)	6.16		6.16		6.16		6.16	
L(m)	4.375		3.65		3.45		3.925	
M ₀	14.74		10.26		9.16		11.86	
Appuis	1	2		3		4		5
M _a (KN.m)	0	13.78		5.23		11.32		0
Travée	1 – 2		2 – 3		3 – 4		4 – 5	
M _w (KN.m)	0		13.78		5.23		11.32	
M _e (KN.m)	13.78		5.23		11.32		0	
M _t (KN.m)	11.18		2.84		2.83		8.97	
V _w (KN)	12.87		15.63		10.87		17.25	
V _e (KN)	19.17		10.91		14.40		11.49	

IV.3.1.3. Calcul du ferrillage

On considère pour le ferrillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau IV.6. Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS

	ELU			ELS		
	M _{tu} ^{max}	M _{au} ^{max}	T _u ^{max}	M _{tser} ^{max}	M _{aser} ^{max}	T _{ser} ^{max}
Sollicitations	15.24	18.79	26.13	11.18	13.78	19.17

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

- Ferraillage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0.9h=18\text{cm}$; $f_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{ta} = bh_0\sigma \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 70.72 \text{KN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors :

L'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau IV.7.recapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kN.m)	μ	a	Z(cm)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	choix	A_{schoi} (cm ²)
15.24	0.043	0.055	17.60	0	1.99	3T12	3.39

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13 \text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.32 \text{cm}^2 ; 1.13 \text{cm}^2 \} = 1.32 \text{cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s=3.39 \text{cm}^2$)

- Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 18.79 \text{kNm} < M_{tab} = 70.72 \text{kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau IV. 8.Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (KN.m)	μ	a	Z(cm)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	choix	A_{schoi} (cm ²)
18.79	0.052	0.067	17.52	0	2.46	2T14	3.08

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.32 \text{ cm}^2; 1.13 \text{ cm}^2\} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$)

Vérifications :

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\text{max}} = 26.13 \text{ KN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{28}}{\gamma}; 5 \text{ Mpa}\right) = 33.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b_0 d} = 1.21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 33.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17.54 \text{ KN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17.54 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.90 \text{ Mpa} < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3.08 \text{ m}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

Vérification de la contrainte de compression :

Avec : $T_u = 26.13 \text{ KN}$ (appuis intermédiaires)

$$\sigma = \frac{26.13 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.34 \text{ Mpa} < \frac{f_{c28}}{\gamma} = 6.67 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_{\text{umax}} - \frac{M_{\text{ua}}}{0.9d}}{\sigma_s} = -2.06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'(y - c') - nA_s(s - y) = 0$$

Avec :
$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

y : est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules

qui suivant :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Tableau IV.9.Récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Verification
Travée	11.18	3.39	0	3.05	10940.55	3.12	Vérifiée
Appuis	13.78	3.08	0	4.4	11250.87	5.39	Vérifiée

IV.3.1.4. Vérification de la flèche

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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{437.5} = 0.046 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.003 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.046 < \frac{3.39}{10 \times 3.09} = 0.11 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que: $\Rightarrow f = \frac{L}{500} = 0.9\text{cm} \quad (L < 5\text{cm})$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.
f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre « y₁ »:

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ »:

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Avec : $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$ pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$ pour la déformation différée

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV.10.Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11.18	3.39	7.44	0.015	183.22	2.74	1.1	0.72	21799.84	8066.41	12165.1

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{ Mpa}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.82 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.78 \text{ cm} < f = 0.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$)

« BAEL 91 modifié 99 »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right) \end{cases}$$

« RPA 99 version 2003 »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \text{Min}(0.57 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm}) = 0.57 \text{ cm}$

On adopte : $\phi_l = 8 \text{ mm}$

Donc :

« BAEL 91 modifié 99 »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right) \end{cases}$$

$$\text{Selon le « BAEL 91 modifié 99 »} \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} = 6.38 \times 10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 19.44 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 1.63 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{cases}$$

Selon le « RPA 99 Version 2003 » $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ S_t \leq 6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$

Choix des armatures : On adopte : $A_t=2T6=1.01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_s} \geq \Rightarrow S_t \leq \text{cm} \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

IV.3.1.5. Schéma de ferrailage :

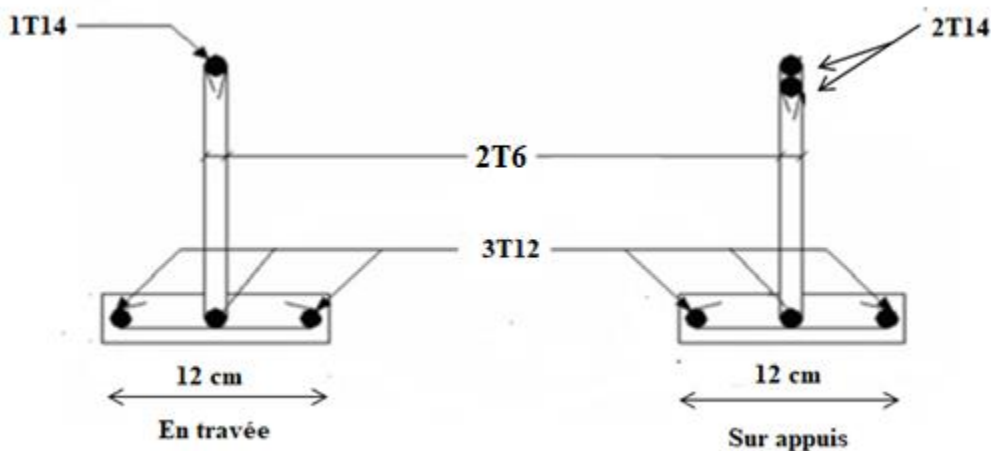


Figure 11.Schéma de ferrailage de poutrelle

IV.3.2. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$Si: \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).
- A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

$f_c = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS. TIE 400 $\Rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$).

On a : $L = 65 \text{ cm}$.

Donc on obtient : $A_1 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

IV.4. Les escaliers

IV.4.1. Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment, (Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier).

Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

$(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$

Avec :

n : La racine de l'équation ; $64n^2 - 617.5n + 306 = 0$

Solution :

$$\Delta = 302970.25$$

$$n_1 = 0.52 \dots\dots\dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9 \dots\dots\dots \text{accepté.}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche n=9.
- Le nombre des marchesn-1=8.

Alors :
$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.475}{8} = 30.9 \text{ cm}$$

On prend: h = 17 cm.

$$g = 31 \text{ cm.}$$

Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\left[\begin{array}{l} 59 \leq (g+2h) \leq 66 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} 2h+g = 65 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 31 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifié donc l'escalier est confort}$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

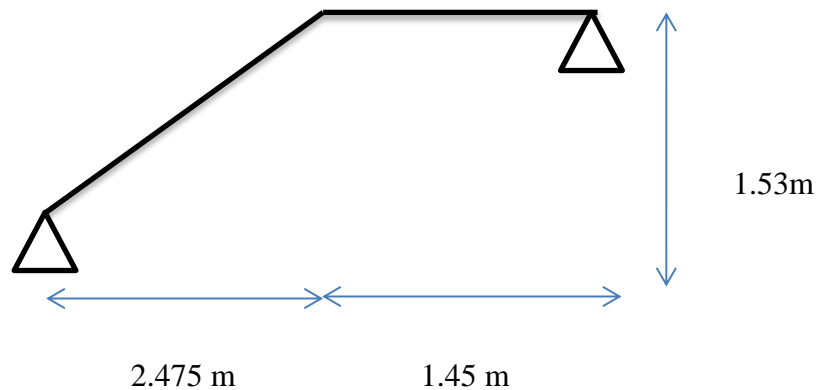


Figure IV.12.Schéma statique de l'escalier

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14.53 \text{ cm} \leq e \leq 21.8 \text{ cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.45 = 436 \text{ cm}$

On prend donc l'épaisseur $\Rightarrow e = 17 \text{ cm.}$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

IV.4.2. Les charges permanentes pour l'escalier

- **Palier**

Tableau IV.11.charge permanent pour palier

Elements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
Poids propre de la dalle	0.17	25	4.25
Mortie de pose	0.02	20	0.4
Revetment en carrelage	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total	G = 5.41 KN/m ²		

- **Volée**

Tableau IV.12.Charge permanent pour volée

Elements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
Poids propre de la volée	0.17	$25/\cos a = 29.38$	4.99
Poids propre des marches	/	$22 \times h/2 = 1.87$	1.87
Mortie de pose (horizontale)	0.02	20	0.4
Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
Mortie de pose (vertical)	0.02	20	0.4
Revêtement de carrelage(vertical)	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids du garde-corps	/	/	1
Total	G = 9.82 KN/m ²		

IV.4.3. Détermination des efforts internes

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur.

Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Charges à l'ELU et l'ELS :

Tableau IV. 13.Charges à l'ELU et à l'ELS

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
Volée	9.82	2.5	21.19	13.07
Palier	5.41	2.5	12.07	8.66

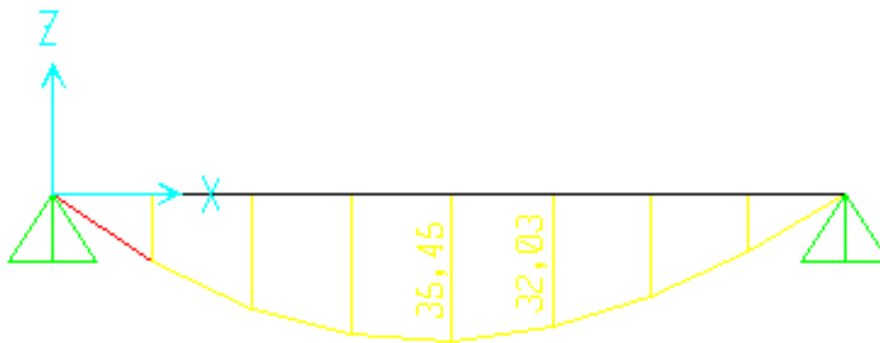


Figure IV. 13.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELU



Figure IV.14.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS

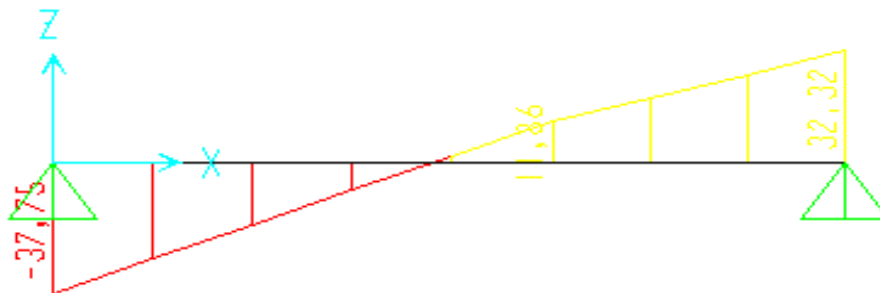


Figure IV.15.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

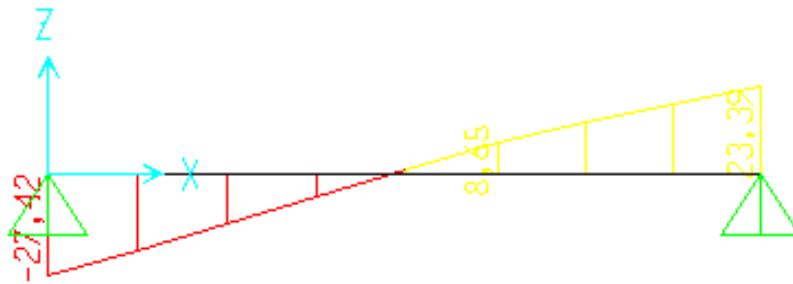


Figure 16. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

IV.4.4. Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0.9 h = 15.3 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

- **En travée :** $M_t = 0.85 M_u = 0.85 \times 35.45 = 30.124 \text{ kNm}$
- **En appui :** $M_a = 0.5 M_u = 0.5 \times 35.45 = 17.72 \text{ kNm}$

Tableau IV. 14. Calcul des armatures de l'escalier

	$M_U [\text{KN.m}]$	μ	A	Z [cm]	$A_s' [\text{cm}^2]$	$A_s [\text{cm}^2]$	Choix	$A_s^{\text{Adoptée}} [\text{cm}^2]$
Travée	30.124	0.076	0.099	14.69	0	4.72	5T12	5.65
Appui	17.72	0.044	0.056	14.95	0	2.73	5T12	5.65

Espacement :

- En travée : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$; On prend : $\text{esp} = 20 \text{ cm}$
- Sur appui : $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$; On prend : $\text{esp} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.825 \text{ cm}^2$

Le choix est de 4T10=3.14cm² avec $S_t=25 \text{ cm}$

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.3 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2$

Le choix est de 4T10=3.14cm² avec $S_t=25 \text{ cm}$

Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 15.3 \times 2.1 / 500 = 1.47 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Vérifiée**
- Sur appui : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \text{Min}(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$T_u = 37.74 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 37.74 \times 10^3 / (153) (1000)$$

$$\Rightarrow 0.25 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$$T_u - \frac{M_a}{0.9d} < 0$$

\Rightarrow Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$$T_u - \frac{M_a}{0.9d} > 0$$

\Rightarrow Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0.9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0.9d} < 0 \Rightarrow 37.75 - \frac{17.72}{0.9(0.153)} = -90.94 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Avec : $n = 15$; $d' = 1.7 \text{ cm}$; $d = 15.3 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A's = 0$

IV.4.5. Vérification des contraintes du béton

Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \text{Travée : } b \times y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \times A_s - d' \times A'_s) &= 0 \\ \Rightarrow 100 y^2 + (30 \times 5.65) y - (30 \times 15.3 \times 5.65) &= 0 \\ \Rightarrow 100 y^2 + 169.5 y - 2593.35 &= 0 \\ \Delta &= 1066070.25 \end{aligned}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

On prend la racine positive : $\Rightarrow y = 4.32$

Appuis :

$$100 y^2 + (30 \times 4.52) y - (30 \times 15.3 \times 4.52) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + 135.6 y - 2074.68 = 0$$

$$\Delta = 848259.36$$

On prend la racine positive : $\Rightarrow y = 3.92$

Moment d'inertie :

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

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_{ser} = 0.85 \times 25.72 = 21.86 \text{ kN.m}$

En appui : $M_a = 0.5 M_{ser} = 0.5 \times 25.72 = 12.86 \text{ kN.m}$

Vérification à l'ELS :

Tableau IV.15. Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

	$M_{ser} \text{ (KNm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	21.86	6.79	4.32	18547.70	5.09	Vérifiée
Appui	12.86	4.52	3.92	15448.98	3.26	Vérifiée

IV.4.6. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{392.5} = 0.043 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15.3} = 0.0037 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow 0.043 < \frac{21.86}{10 \times 12.86} = 0.17 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

\Rightarrow Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \Rightarrow L = 3.925\text{m} < 5\text{m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$E_i=32164.20\text{MPa}$; $E_v= 10721.04 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Vérification de la flèche de l'escalier :

Tableau IV.16. Vérification de la flèche de l'escalier

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Travée	21.86	5.65	0.0037	252.88	5.67	2.27	0.37	44860.50	15929.03	24382.03

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Donc : $f_i = 0.66 \text{ cm}$

$f_v = 1.3 \text{ cm}$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{392.5}{500} = 0.785 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_t = 0.64 < f = 0.785 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Les résultats de Calcul de la flèche :

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.17.Résultats de la flèche.

f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	f̄ (cm)	Observation
0.66	1.3	0.64	0.785	Vérifiée

IV.4.7. Schéma de ferrailage

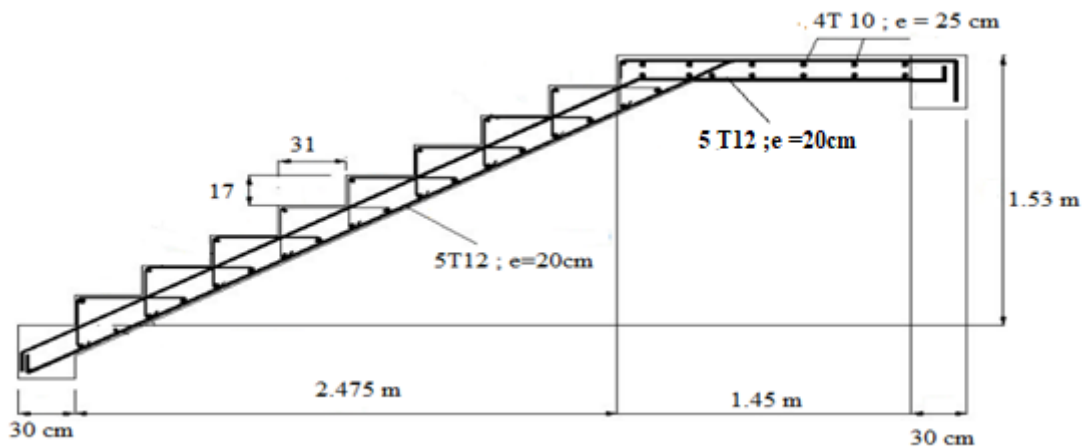


Figure IV.17.Schéma de ferrailage de l'escalier.

IV.5. Etude de la poutre palier

La poutre palière, de section est rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi- étage). La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

IV.5.1. Dimensionnement

$$\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 30.5 \text{ cm} \leq h \leq 20.33 \text{ cm}$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Avec : $L = 3.05 \text{ m}$

On opte pour : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Vérifications des conditions de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Calcul des charges :

- Poids propre de la poutre : $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ Kn/ml}$

IV.5.2. Calcul des sollicitations :

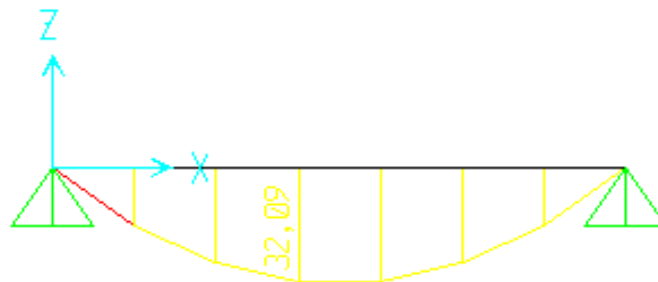


Figure IV. 18.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS

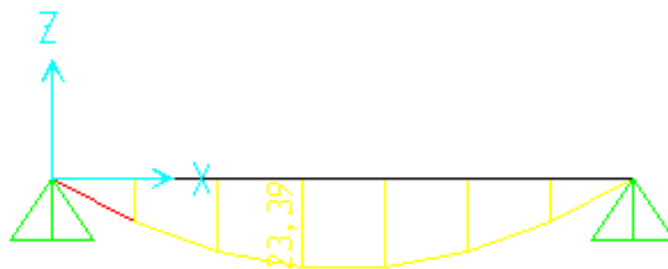


Figure IV.19.Diagramme du Moment fléchissant à l'ELS

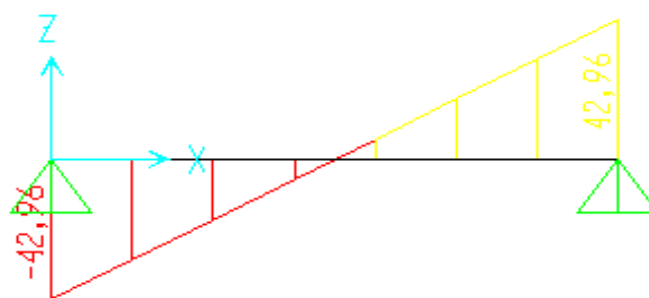


Figure IV. 20.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

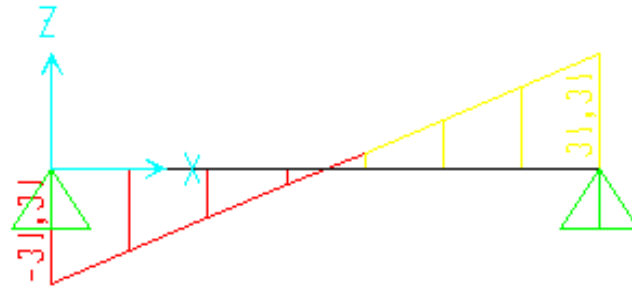


Figure IV.21. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Tableau IV.18. Les sollicitations de la poutre palier

ELU	ELS
$M_{u\max}=32.09\text{KN.m}$	$M_{\text{sermax}}=23.39\text{ KN.m}$
$M_{\text{ap}}=32.09 \times 0.75 = 24.07\text{ KN.m}$	$M_{\text{ap}}=23.39 \times 0.75 = 17.54\text{ KN.m}$
$M_{\text{tra}}=32.09 \times 0.3 = 9.63\text{ KN.m}$	$M_{\text{tra}}=23.9 \times 0.3 = 7.02\text{ KN.m}$
$T_{\text{smax}}= 42.96\text{ KN}$	$T_{\text{smax}}= 31.31\text{ KN}$

IV.5.3. Ferrailage de la poutre palier a la flexion simple

Tableau IV.19. Ferrailage de la poutre palier

	$M_u[\text{KN.m}]$	μ	a	Z [cm]	$A_s'[\text{cm}^2]$	$A_s[\text{cm}^2]$	Choix	$A_s^{\text{Adoptée}} [\text{cm}^2]$
Travée	24.07	0.065	0.084	26.09	0	2.12	3T12	3.39
Appui	9.63	0.026	0.033	26.64	0	0.83	3T12	3.39

$$A=0.5\% b . h \Rightarrow A_{\text{mn}} = 4.5\text{ cm}^2$$

IV.5.4. Vérifications à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{ MPa}) = 4\text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{42.96 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.53\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Calcul de l'espace } St : St \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3\text{ cm}$$

On opte : $St = 15\text{ cm}$ en travée et $St = 10\text{ cm}$ sur appui

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Calcul la poutre palier a la torsion :

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_t = M_a = 9.63 \text{ KN.m}$$

IV.5.5. Ferrailage

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0.0625 \text{ m}$$

Avec :

$$e = \frac{b}{6} = 0.05 \text{ m} \quad ; \quad \mu = \frac{4b}{3} + 2h = 1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9.63 \times 1 \times 1.15 \times 10^6}{2 \times 500 \times 0.0625 \times 10^3} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.63 \times 10^6}{2 \times 62.5 \times 50 \times 10^3} = 1.54 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = 2.81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Pour le ferrailage longitudinal : $A_s = A_t + A_f$

$$\Rightarrow \text{En travée : } A_s = 2.12 + 1.77 = 3.89 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 3\text{T}14 = 4.92 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Sur appuis : } A_s = 1.53 + 1.77 = 3.3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 3\text{T}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures transversales :

Soit $St = 10 \text{ cm}$ en travée et $St = 7 \text{ cm}$ sur appuis.

$$A_{t \text{ min}} \geq 0.003 \times St \times b \dots \dots \text{ Soit } St = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t \times St \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \Rightarrow A_t = 0.3 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 0.9 + 0.30 = 1.20 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de $4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.5.6. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.098 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15.3} = 0.0029 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.098 < 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5.7. Schème de ferrailage

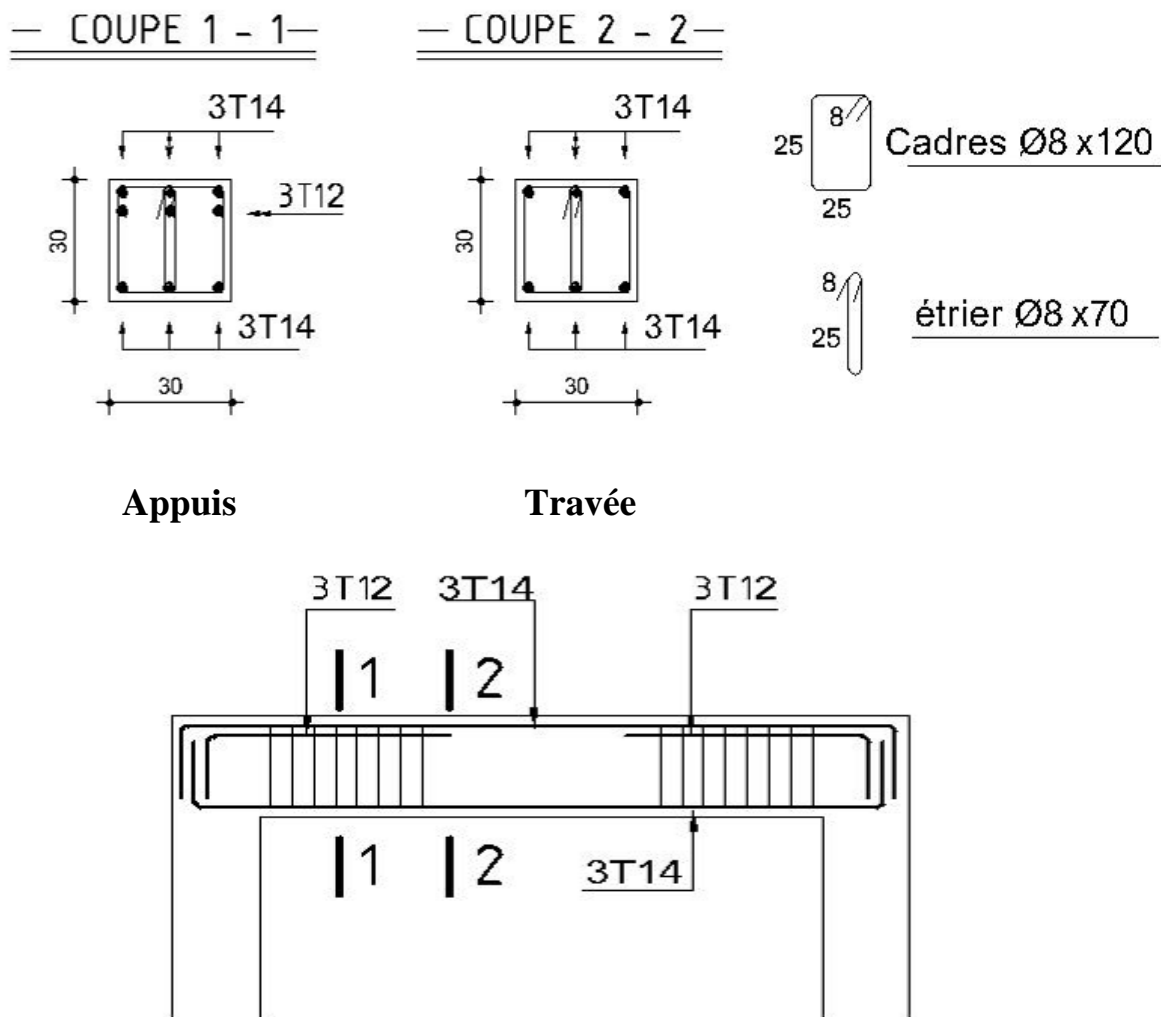


Figure IV. 22.Schéma de ferrailage de la poutre palier.

IV.6. Balcons

IV.6.1. Définition

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à l'extrémité.

Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

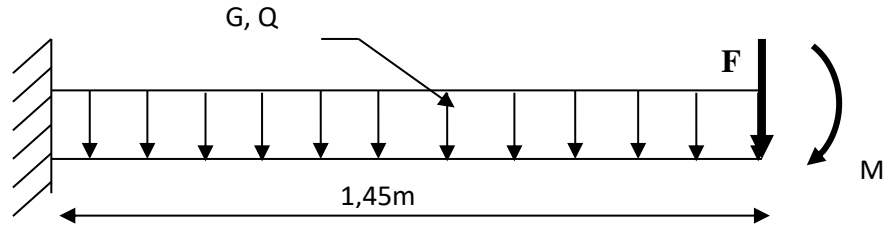


Figure IV.23. Schéma de chargement du balcon.

Epaisseur du balcon : $e = 15\text{cm}$

Pour une bande de 1m : $G \times 1\text{m} = 6.29 \times 1 = 6.29 \text{ KN/ml}$; $Q \times 1\text{m} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$

Pour une bande de 1m : $F \times 1\text{m} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/m}^2$

Moment due à la main courante : $M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Tableau IV.20. Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	13.74	9.79
F (kN)	2.19	1.62
M_{mc}	1.5	1

IV.6.2. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Valeurs des efforts internes :

Tableau IV.21. Valeurs des efforts internes

	ELU	ELS
M (kN.m)	19.12	13.64
T (kN)	22.11	15.82

IV.6.3. Calcul des ferrillages

Armatures principales

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $F_{bc} = 17\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$.

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Tableau IV.22.Ferraillage de balcon

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp(cm)
19.12	0.062	Oui	0	0.08	13.06	3.37	4T12	4.52	20

Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 5T8=2.51cm² ; avec : S_t=20cm

Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{sm} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{sm} = 1.48 \text{ cm}^2$$

IV.6.4. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b} = \frac{22.6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre "y" : $\frac{b}{2}y^2 + nA'(y - c') - nA_s(s - y) = 0$

Moment d'inertie "I" :

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

Avec : n=15 ; d=13.5cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 15\eta \right) = 240 \text{ Mpa} \end{cases}$$

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 23. Vérification des contraintes du balcon

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
13.64	4.52	4.16	8314.28	6.82	Vérifiée	229.84	vérifiée

IV.6.5. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0.10 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\
 \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15.3} = 0.0029 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\
 \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow 0.103 < 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}
 \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6.6. Schéma de ferrailage

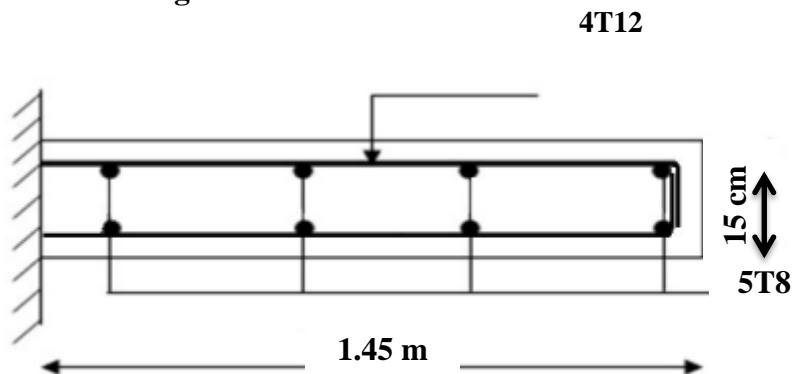


Figure IV. 24. Schéma de ferrailage de balcon

C *h*apitre *V* :

Modélisation et analyse de la structure

V.1. Introduction

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

V.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

V.3. Choix de la méthode de calcul

On distingue deux cas :

Etude statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q .

Etude dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

V.3.1. Méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

V.3.2. La méthode dynamique modale spectrale

Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme .

Principe

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accéléro-gramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

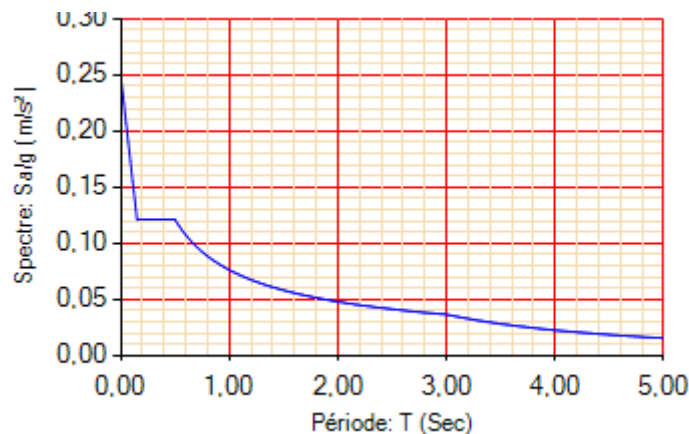


Figure V.1. Représentation graphique du spectre de réponse

Avec

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁ , **T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site , il est fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité.

Remarque

L'étude sismique sera conduite par l'analyse modale spectrale qui a été faite avec le logiciel de calcul "SAP2000 v14".

V.4.Calcul 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 les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

- Groupe d'usage : 2
 - Zone sismique : IIb
- } A = 0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau **4.7** de **RPA99/Version 2003**.

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

Estimation de la période fondamentale de la structures (T)

Les formules utilisé selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : coefficient du system de contreventement ; du type de remplissage .

h_N : Hauteur totale de la structure .

$$h_N = 18.3 \text{ m}$$

L_x : la dimension du batiment suivant x.

L_y : la dimension du batiment suivant y.

- $L_x = 20,55 \text{ m}$.
- $L_y = 15.4 \text{ m}$.

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{18.3}{\sqrt{15.4}} = 0.419 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times 18.3^{3/4} = 0.442 \text{ sec} \end{cases}$$

Selon y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{18.3}{\sqrt{20.55}} = 0.363 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times 18.3^{3/4} = 0.442 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc on prend :

- **T_x** = 0.419 sec.
- **T_y** = 0.363 sec.

Sol meuble ⇒ site 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right\}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T_x \leq T_2$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T_y \leq T_2$$

η: facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

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

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

Pour notre cas en prend ⇒ **ξ = 7 %**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.88 \dots\dots\dots D_x = 2.2$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.88 \dots\dots\dots D_y = 2.2$$

coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.)).

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles.

⇒ $R=5$

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 du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

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

Tableau V.1. Coefficient de comportement

Critère "q"	observée	$Pq (x-x)$	Observée	$Pq (y-y)$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.0	Oui	0.0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q_x = 1.2 ; Q_y = 1.2$$

poids de la structure(W) :

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

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
 - Notre type d'ouvrage est bâtiment d'habitation donc $\Rightarrow \beta = 0.2$

V.5.Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

V.5.1.Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale

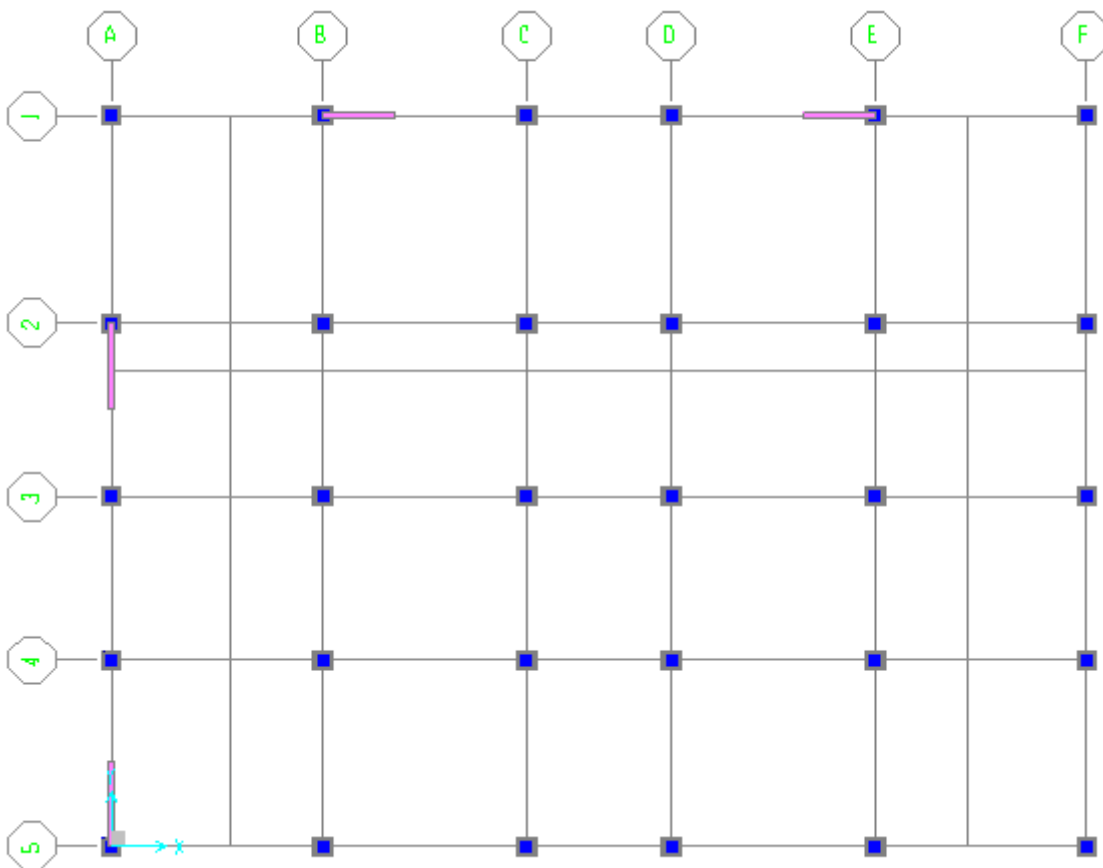


Figure V.2. Vu en plan du modèle initiale

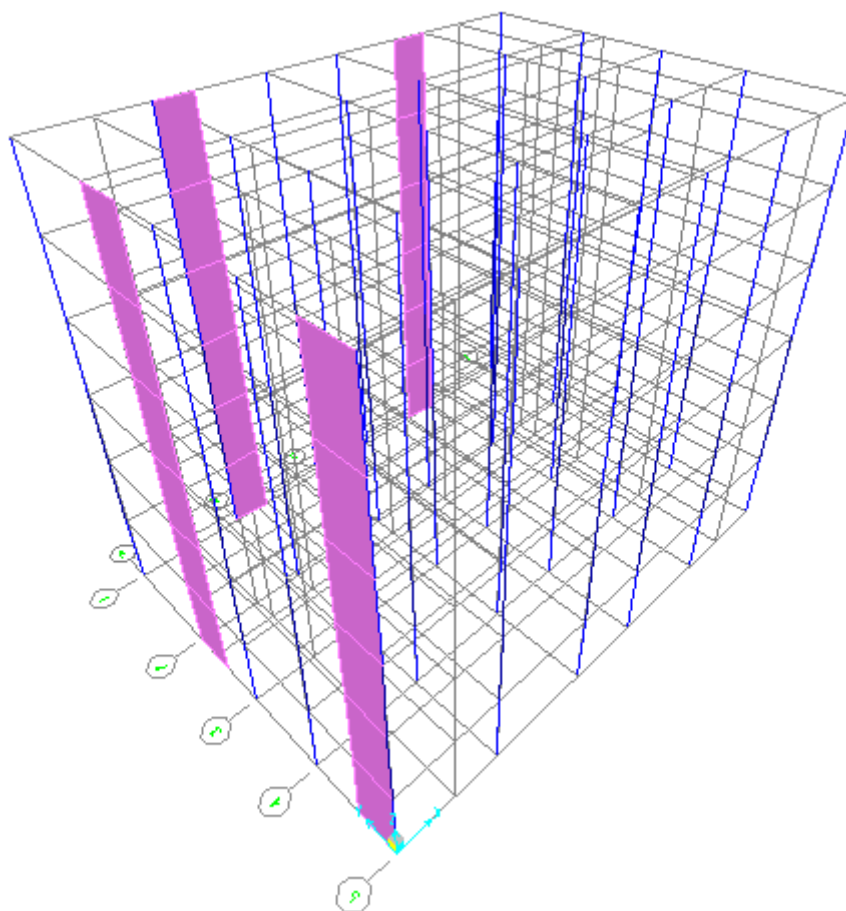


Figure V.3. Vu en 3 D du modèle initiale

a. Périodes et facteurs de participation massique

Tableau V.2. Périodes et facteurs de participation massique de modèle initiale

Mode	Périod	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY
1	0,870546	0	0,759	0,000002214	0	0,759
2	0,772389	0,651	0	1,577E-20	0,651	0,759
3	0,715276	0,116	0	0	0,767	0,759
4	0,279664	7,36E-19	0,126	0,000004075	0,767	0,885
5	0,256469	0,106	1,472E-18	1,772E-16	0,872	0,885
6	0,226853	0,018	1,05E-20	7,402E-16	0,89	0,885
7	0,144707	6,18E-16	0,051	0,000005215	0,89	0,936
8	0,138412	0,04	1,471E-16	2,469E-16	0,931	0,936
9	0,114448	0,00732	2,468E-16	2,679E-16	0,938	0,936
10	0,086661	1,611E-15	0,033	0,00001626	0,938	0,968
11	0,086399	0,027	5,343E-14	4,594E-14	0,965	0,968
12	0,07418	1,288E-13	1,794E-08	0,379	0,965	0,968

D'après L'analyse dynamique de la structure on trouve :

- Une période fondamentale selon le sens **Y-Y** : **T = 0,870546 Sec**
- La participation massique dépasse le seuil des **90 %** a partir du **8 éme** mode.
- Le 1ére mode est un mode de translation suivant **y-y**.
- Le 2 éme mode est un mode de translation suivant **x-x**.
- Le 3éme mode est un mode de translation suivant **x-x**.

b. Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après les résultats de "Sap 2000 V14 "

$$\text{On a : } W = 15180.589 \text{KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1202.30 \text{ KN} \\ V_y = 1202.30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{dyn}(KN)$	$0.8 \times V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	1066.819	961.84	Condition vérifié
Sens Y-Y	862.428	961.84	Condition non vérifié

Le rapport $\left\{ 0.8 \frac{V_{xst}}{V_{xdy}} = 1.12 \right.$

Dans tous les paramètres de la réponse (force, déplacement moment ...) devront être multiplié par la valeur de ce rapport dans le sens (Y-Y)

c. Vérifications de déplacements latéraux entre étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

1. Le déplacement suivant le sens x-x

Tableau V.4. Le déplacement suivant le sens x-x

Niveaux	δ_{ek} (cm)	R	$R \times \delta_{ek}$ (cm)	Δ_k (cm)	h étage (cm)	1 % h (cm)	Observation
5 ^{ème}	1.87	5	9.35	1.1	306	3.06	Vérifié
4 ^{ème}	1.65	5	8.25	1.55	306	3.06	Vérifié
3 ^{ème}	1.34	5	6.7	2.05	306	3.06	Vérifié
2 ^{ème}	0.93	5	4.65	1.9	306	3.06	Vérifié
1 ^{ère}	0.55	5	2.75	1.8	306	3.06	Vérifié
RDC	0.19	5	0.95	0.95	306	3.06	Vérifié

Les déplacements relatifs inter étage dans le sens (X-X) sont inférieur à la limite imposée par le "RPA99 version 2003".

2. Le déplacement suivant le sens y-y

Tableau V.5. Le déplacement suivant le sens y-y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	R	$R \times \delta_{ek}$ (cm)	$R \times \delta_{ek} \times 1.12$ (cm)	Δ_k (cm)	h étage (cm)	1 % h (cm)	Observation
5 ^{ème}	2.8	5	14	15.68	1.51	306	3.06	Vérifié
4 ^{ème}	2.53	5	12.65	14.17	2.58	306	3.06	Vérifié
3 ^{ème}	2.07	5	10.35	11.59	3.42	306	3.06	Non Vérifié
2 ^{ème}	1.46	5	7.3	8.17	3.24	306	3.06	Non Vérifié
1 ^{ère}	0.88	5	4.4	4.93	3.25	306	3.06	Non Vérifié
RDC	0.3	5	1.5	1.68	1.68	306	3.06	Vérifié

Les déplacements relatifs inter étage dans le sens (Y-Y) est dépassé la limite imposée par le "RPA99 version 2003".

Constatation générale

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissible il faut donc augment la rigidité latérale de la structure , pou cela on peut :

- Rajouter des voiles dans la structure.

Remarque

Après avoir établie plusieurs modèles nous présentons ci-après le modèle finale.

V.5.2. Résultats de l'analyse dynamique du modèle finale

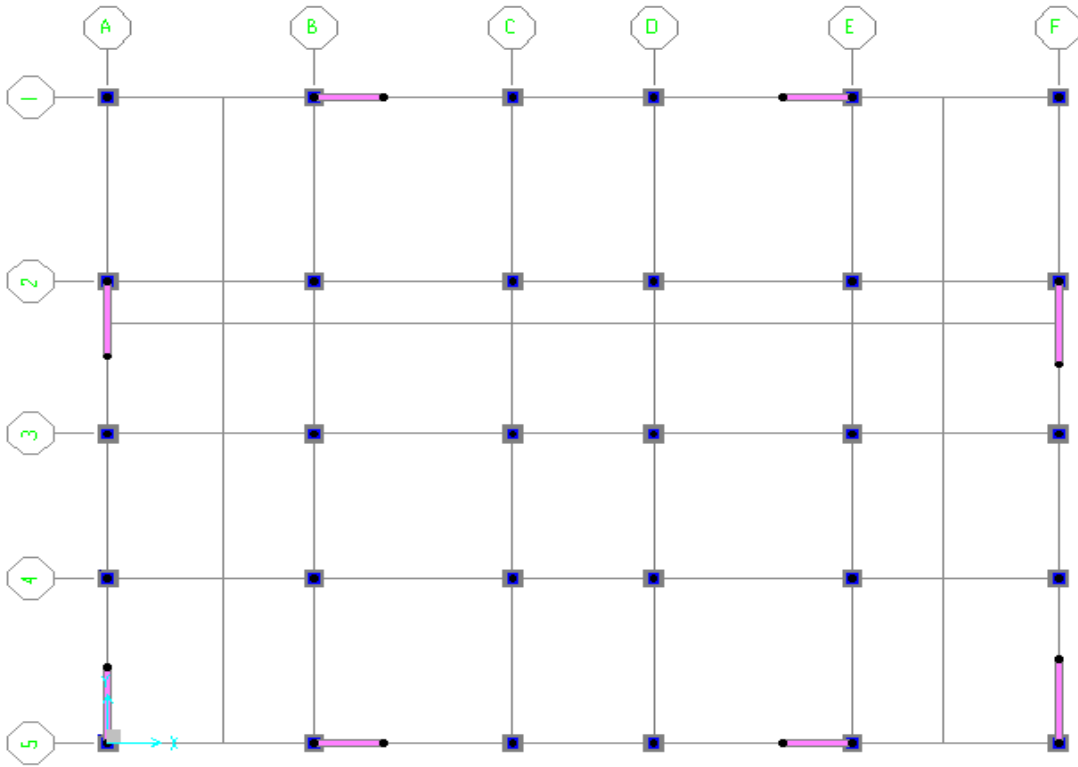


Figure V.4. Vu en plan du modèle finale

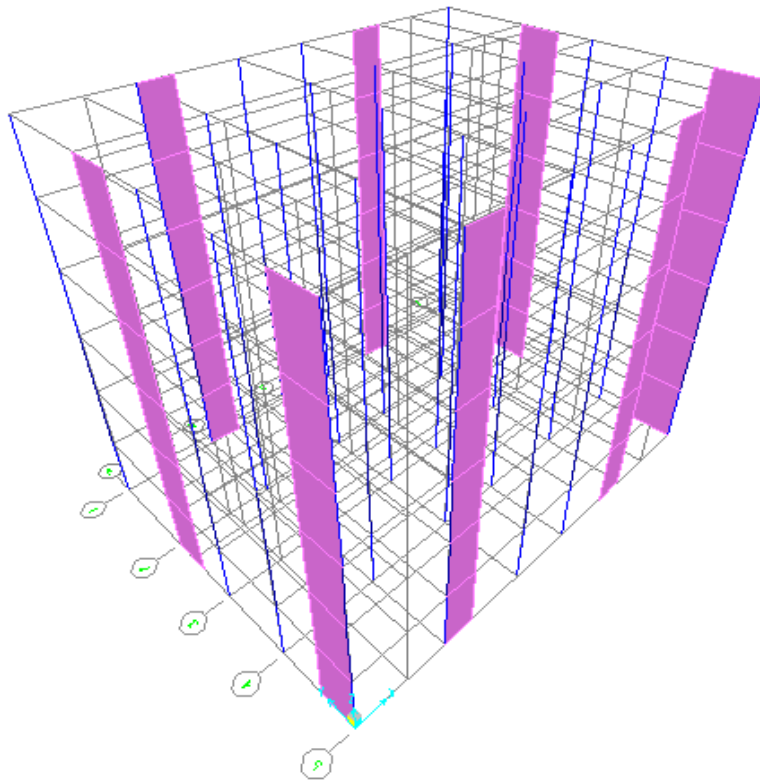


Figure V.5. Vu en 3D du modèle finale

a. Périodes et facteurs de participation massique

Tableau V.6. Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY
1	0,629135	0,73772	0,00165	6,947E-09	0,73772	0,00165
2	0,621682	0,00184	0,70796	0,000007349	0,73956	0,70961
3	0,443723	0,0004	0,00403	2,159E-07	0,73996	0,71364
4	0,187867	0,13954	0,000003392	6,402E-09	0,8795	0,71364
5	0,169012	0,000005012	0,16039	0,00003076	0,87951	0,87403
6	0,118804	0,00002503	0,00205	0,000001059	0,87953	0,87609
7	0,088952	0,06039	7,134E-12	2,635E-08	0,93992	0,87609
8	0,07686	1,465E-09	0,000003698	0,33563	0,93992	0,87609
9	0,075968	2,622E-07	8,798E-09	0,00001121	0,93992	0,87609
10	0,075104	2,03E-08	0,06472	0,00024	0,93992	0,94081
11	0,072105	1,239E-11	1,521E-07	0,06609	0,93992	0,94081
12	0,071675	3,161E-09	0,00003919	0,05551	0,93992	0,94085

D'après L'analyse dynamique de la structure on trouve :

- Une période fondamentale selon le sens $x-x$: $T = 0,629135$ Sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % a partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{ère} mode est un mode de translation suivant $x-x$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant $y-y$.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

b. Justification du choix du coefficient de comportement

b.1. Justification des voiles sous charges verticales

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

CHAPITRE V : Modélisation et analyse de la structure

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- L'effort normal total à la base de la structure $\Rightarrow P_{Tot} = 17153.24kN$
- L'effort normal à la base repris par les voiles $\Rightarrow P_{voiles} = 3255.16 KN$

$$\frac{\text{poids voiles}}{\text{poids total}} = \frac{3255.16}{17153.24} = 18.97\% < 20\%$$

b.2. Justifications des portiques sous charges horizontales

Tableau V.7. Justifications des portiques sous charges horizontales

Etages	Vx portique	Vx globale	Vx portiques %	Vy portique	Vy globale	Vy portiques %	Condition	observation
5 ^{ème}	356.694	432.73	82.42	356.25	443.02	80.41	>25%	Vérifie
4 ^{ème}	403.56	748.21	53.93	354.50	752.03	47.13	>25%	Vérifie
3 ^{ème}	443.34	1000.46	44.31	363.33	995.36	36.50	>25%	Vérifie
2 ^{ème}	693.75	1186.70	58.46	528.72	1168.24	45.25	>25%	Vérifie
1 ^{ère}	557.39	1306.57	42.66	393.65	1284.65	30.64	>25%	Vérifie
RDC	476.53	1366.25	34.87	338.11	1340.23	25.23	>25%	Vérifie

- Les voiles de contreventement reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Donc le choix de coefficient de comportement de la structure (**R=5**) est justifié.

b. Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après les résultats de "Sap 2000 v 14 "

On a : $W = 15662.539KN$ $\left\{ \begin{array}{l} V_x = 1240.473 KN \\ V_y = 1240.473 KN \end{array} \right.$

Tableau V.8. Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{dyn}(KN)$	$0.8 \times V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	1366.247	992.37	Condition vérifié
Sens Y-Y	1340.233	992.37	Condition vérifié

c. Vérifications de déplacements latéraux entre étage

1. Le déplacement suivant le sens x-x

Tableau V.9. Le déplacement suivant le sens x-x

Niveaux	δ_{ek} (cm)	R	$R \times \delta_{ek}$ (cm)	Δ_k (cm)	h étage (cm)	1 % h (cm)	Observation
5 ^{ème}	1.57	5	7.85	1	306	3.06	Vérifié
4 ^{ème}	1.37	5	6.85	1.6	306	3.06	Vérifié
3 ^{ème}	1.05	5	5.25	1.6	306	3.06	Vérifié
2 ^{ème}	0.73	5	3.65	1.65	306	3.06	Vérifié
1 ^{ère}	0.40	5	2	1.35	306	3.06	Vérifié
RDC	0.13	5	0.65	0.65	306	3.06	Vérifié

2. Le déplacement suivant le sens y-y

Tableau V.10. Le déplacement suivant le sens y-y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	R	$R \times \delta_{ek}$ (cm)	Δ_k (cm)	h étage (cm)	1 % h (cm)	Observation
5 ^{ème}	1.68	5	8.4	1.45	306	3.06	Vérifié
4 ^{ème}	1.39	5	6.95	1.65	306	3.06	Vérifié
3 ^{ème}	1.06	5	5.3	1.75	306	3.06	Vérifié
2 ^{ème}	0.71	5	3.55	1.65	306	3.06	Vérifié
1 ^{ère}	0.38	5	1.9	1.3	306	3.06	Vérifié
RDC	0.12	5	0.6	0.6	306	3.06	Vérifié

d. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

f_{c28} : résistance de béton à la compression a 28 jours $\Rightarrow f_{c28} = 25$ MPa

Tableau V.11. Vérification de l'effort normal réduit

Etages	Aire (cm ²)	Nd(KN)	ν cal	ν adm	Observation
5 ^{ème}	30×30	139.76	0.062	0.3	Vérifié
4 ^{ème}	30×30	279.09	0.12	0.3	Vérifié
3 ^{ème}	30×30	423.07	0.18	0.3	Vérifié
2 ^{ème}	35×35	572.90	0.19	0.3	Vérifié
1 ^{ère}	35×35	725.86	0.23	0.3	Vérifié
RDC	40×40	884.79	0.22	0.3	Vérifié

V.6.Conclusion

Suite à plusieurs essais on a abouti à la disposition dont la condition des déplacements inter-étage est satisfaite dans les deux sens.

La condition de l'effort normale réduit est satisfaite pour l'ensemble des poteaux choisis.

Les voiles de contreventement reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques et les voiles reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités.

Cela justifie le choix du système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction portiques-voiles (**R=5**).

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments résistants

VI.1.Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux.

Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règles «**BAEL 91 modifié 99**» et «**RPA 99 modifié 2003**».

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux à l'aide du logiciel «**SOCOTEC**» pour trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

Section minimales et maximales:

Selon «**RPA 99 Version 2003**» les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément ont donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section minimales et maximales

Eléments	Section minimale	Section maximales	
		Zone courante	Zone
Poteaux	0.8%	4%	6%
Poutres	0.5%	4%	6%
Voiles	0.15%	/	/

VI.2.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres, ils transmettent les efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (**M,N**).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivant :

- Section entièrement tendu (**SET**).
- Section partiellement comprimé (**SPC**).
- Section entièrement comprimé(**SES**).

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations le plus défavorable et dans les situations suivant (**Tableau VI.2**) :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI.2.Caractéristique de béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	$\sigma_{bc}(Mpa)$	γ_s	$f_e(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	500	435
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	500	500

VI.2.1.Recommandations selon RPA 99 Version 2003

D'après le «RPA 99 version 2003», pour une zone sismique **IIB**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par

$$0.8 \% < \frac{A_s}{B} < 4 \% \Rightarrow \text{Zone courante (Z. C)}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6 \% \Rightarrow \text{Zone recouvrement (Z. R)}$$

Avec

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de **40Ø** en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (Zone IIB)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

VI.2.2.Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivant :

Selon CBA 93 :

ELU : situation durable.....1.35G+1.5Q

ELS : situation durableG+Q

Selon RPA 99 :

Situation accidentelle.....G+Q±E
0.8G±E

Avec

G : Charge permanents.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action de séisme.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Les poteaux vont être calculé en flexion composé, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux simultanément sur la section transversale du poteau. A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivant :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}/\min, M_{\text{corr}}$).
2. Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

Chacune des combinaisons donne une section d'acier, la section finale choisie correspondra au maximum des valeurs obtenues (cas le plus défavorable).

IV.2.3. Calcul le ferrailage des poteaux à l'ELU

Situation durable : (1.35G+1.5Q)

a. ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$) :

Tableau VI.3. Ferrailage des poteaux situation durable ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$)

Niveau	Comb	Section	N^{\max}/N^{\min} (KN.m)	M^{cor} (KN.m)	sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC	ELU	(40×40)	-1180.68	3.08	SEC	0	0	12.8
			-263.63	8.19	SEC	0	0	
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	ELU	(35×35)	-967.90	5.62	SEC	0	0	9.8
			-165.03	13.34	SEC	0	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	ELU	(30×30)	-567.36	3.3	SEC	0	0	7.2
			-32.36	17.88	SPC	0	1.18	

b. ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$) :

Tableau VI.4. Ferrailage des poteaux situation durable ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$)

Niveau	Comb	Section	M^{\max}/M^{\min} (KN.m)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC	ELU	(40×40)	27.98	-576.13	SEC	0	0	12.8
			-22.52	-524.20	SEC	0	0	
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	ELU	(35×35)	32.91	-368.13	SEC	0	0	9.8
			-30.28	-380.78	SEC	0	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	ELU	(30×30)	39.69	-79.60	SPC	0	2.78	7.2
			-31.61	-88.89	SPC	1.85	0	

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Situation accidentelle:

a. ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$)

Tableau VI.5. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}/N^{\min}, M^{\text{cor}}$)

Niveau	Comb	Section	N^{\max}/N^{\min} (KN.m)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC	0.8G ±E	(40×40)	313.42	19.77	SET	1.9	4.37	12.8
			-610.92	-35.88	SEC	0	0	
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.8G ±E	(35×35)	267.35	30.76	SET	0.39	4.95	9.8
			-509.86	-38.98	SEC	0	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.8G ±E	(30×30)	122.13	33.09	SPC	3.84	0	7.2
			-289.09	-23.11	SEC	0	0	

b. ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$)

Tableau VI.6. Ferrailage des poteaux situation durable ($M^{\max}/M^{\min}, N^{\text{cor}}$)

Niveau	Comb	Section	M^{\max}/M^{\min} (KN.m)	N^{cor} (KN.m)	sollicitation	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC	G+Q ±E	(40×40)	44.42	-257.48	SEC	0	0	12.8
			-44.41	-606.88	SEC	0	0	
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	G+Q ±E	(35×35)	69.72	-160.98	SPC	0	3.21	9.8
			-69.77	-375.68	SPC	1.24	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	G+Q ±E	(30×30)	44.75	-127.98	SPC	0	2.3	7.2
			-44.80	-265.73	SPC	1.07	0	

VI.2.4.Choix des armateurs

Tableau VI.7.Choix des armatures

Niveau	Section (cm ²)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z-C)	A_s^{\max} (Z-R)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)
RDC	(40×40)	1.9	4.37	12.8	64	96	4T14+4T16	14.2
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	(35×35)	0.9	4.95	9.8	49	73.5	8T14	12.32
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(30×30)	3.84	0	7.2	36	54	8T12	9.05

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser})

Puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Acier:

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe; \text{Max}(0.5fe : 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2}fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

Avec

$h = 1.6$ pour les aciers H.A

Combinaison G+Q

a. $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

Tableau VI.8. Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	M _{ser} (K.m)	N _{ser} (KN)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
RDC	(40×40)	2.23	-858.91	72.9	250	4.9	15	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	(35×35)	4.06	-704.25	80.2	250	5.44	15	Vérifiée
3,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(30×30)	2.4	-413.13	64.8	250	4.4	15	Vérifiée

b. $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

Tableau VI. 9. Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	M _{ser} (K.m)	N _{ser} (KN)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
RDC	(40×40)	20.28	-419.82	52.9	250	3.83	15	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	(35×35)	23.85	-268.3	60.5	250	4.52	15	Vérifiée
3,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(30×30)	28.92	-58.22	80.9	250	7.77	15	Vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.2.6. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement 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.

Tableau VI.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA	$\bar{\tau}_u$ BAEL	Vérification
RDC	(40×40)	25.96	0.18	13.25	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
1^{ère} et 2^{ème}	(35×35)	44.09	0.4	15.14	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
3,4^{ème} et 5^{ème}	(30×30)	27.95	0.35	17.67	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

VI.2.7. 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:

$$\begin{cases} S_t \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale 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 λ_g ≥ 5
- ρ_a = 3.75 si λ_g < 5

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

S_t ≤ Min(10Ø_l ; 15cm) ... Zone nodale (IIb)

S_t ≤ 15Ø_l ... Zone courante (IIb)

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa (FeE1=500)}$.

Espacement :

Tableau VI.11.Espacement selon RPA 99 Version 2003

Niveau	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC	(40×40)	4T16+4T14	14	14	21
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	(35×35)	8T14	14	14	21
3,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(30×30)	8T12	12	12	18

Choix des armateurs transversaux :

Tableau VI.12.Choix des armatures transversale pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_a	T_u^{max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC	(40×40)	153	3.825	3.75	25.96	N	14	0.68	4T8	2.01
						C	21	1.02	4T8	2.01
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	(35×35)	153	4.37	3.75	44.09	N	14	1.32	4T8	2.01
						C	21	1.98	4T8	2.01
3,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	(30×30)	153	5.1	2.5	27.95	N	12	0.56	4T8	2.01
						C	18	0.84	4T8	2.01

VI.2.8.Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_l \Rightarrow$ en zone **I**b**.**

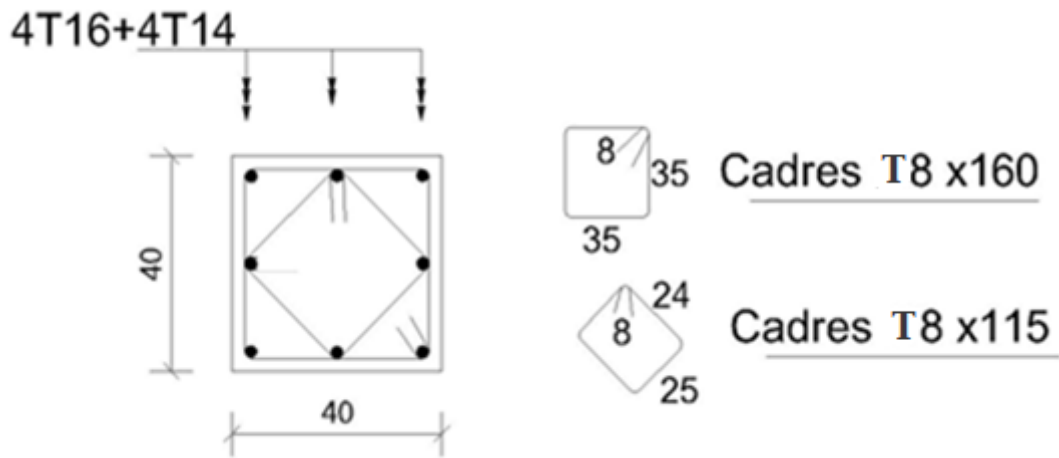
Pour :

- T16..... $L_r=64 \text{ cm}$
- T14..... $L_r=56 \text{ cm}$
- T12..... $L_r=48 \text{ cm}$

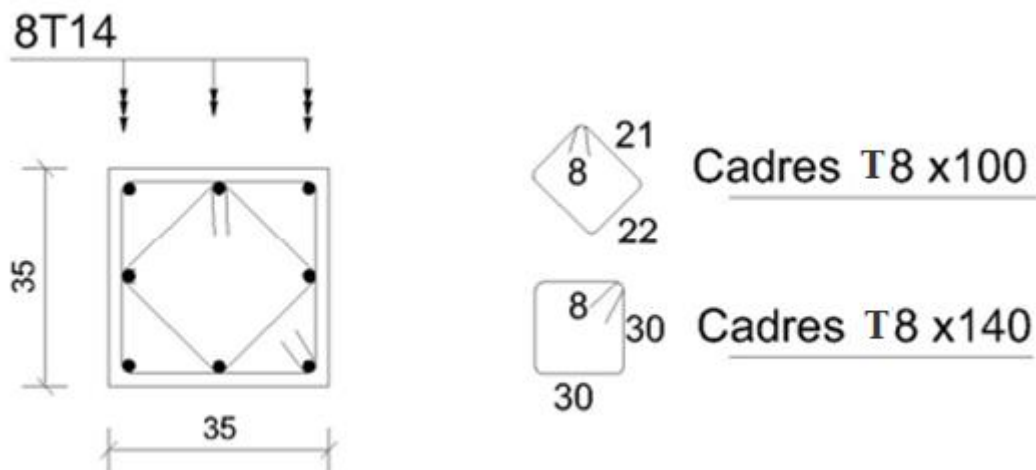
Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.2.9. Schéma de ferrailage des poteaux

Poteaux (40×40):



Poteaux (35×35):



Poteaux (30×30):

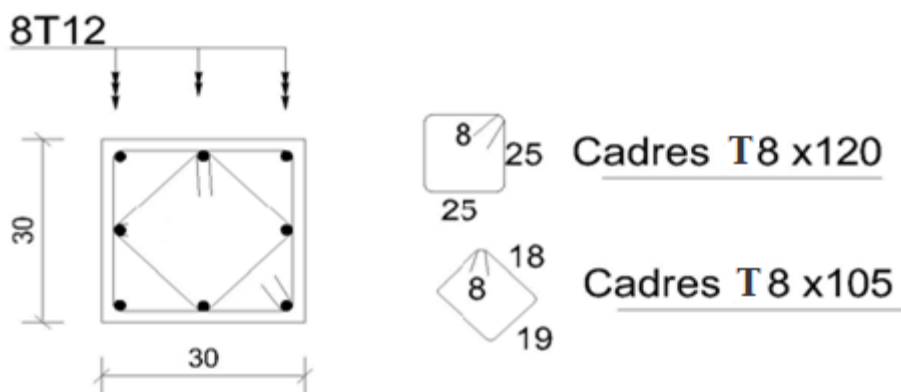


Figure VI.1. Schéma ferrailages des poteaux

VI.3.Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul «**SAP2000**», en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91**.

- Situation durable ELU..... **1,35G+1,5Q**
- Situation accidentelle **G+Q±E**

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

- Poutres principales (**30x40**) **cm²**.
- Poutres secondaires (**30x35**) **cm²**.

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par **RPA99/version 2003** en zone **Ib**.

VI.3.1.Recommandations selon RPA99 version 2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

1. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
2. La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **Ib**.
3. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

VI.3.2.Calcul du ferrailage des poutres

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants :

- Sens porteur (principale).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

- **Poutre principale :**

- a. Situation durable :

Tableau VI.13. Ferrailage des poutres principales (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC	30× 40	Travée	13.63	0.88	0
		Appui	-17.18	1.12	0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30× 40	Travée	15.28	0.99	0
		Appui	-24.56	1.61	0
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 40	Travée	17.86	1.16	0
		Appui	-29.40	1.93	0

- b. Situation accidentelle :

Tableau VI.14. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC	30× 40	Travée	97.77	6.68	0
		Appui	-80.08	5.4	0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30× 40	Travée	77.97	5.25	0
		Appui	-114.37	7.92	0
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 40	Travée	81.92	5.53	0
		Appui	-103.31	7.09	0

- **Poutre secondaire**

- a. Situation durable :

Tableau VI.15. Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC	30× 35	Travée	37.69	2.5	0
		Appui	-67.84	4.65	0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30× 35	Travée	39.40	2.62	0
		Appui	-74.57	5.15	0
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 35	Travée	43.39	3.42	0
		Appui	-80.63	6.76	0

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

b. Situation accidentelle :

Tableau VI.16. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC	30× 35	Travée	71.91	5.7	0
		Appui	-79.91	6.39	0
1 ^{er} ,2 ^{ème}	30× 35	Travée	102.08	8.37	0
		Appui	-114.79	9.55	0
3 ^{ème} ,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 35	Travée	86.55	7	0
		Appui	-101.19	8.28	0

VI.3.3.Choix des armatures

- **Poutre principale**

Tableau VI.17.Choix des armatures pour les poutres principales

Niveau	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	Choix	A _s ^{ado} (cm ²)
RDC	30× 40	Travée	48	72	6	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11
1 ^{er} ,2 ^{ème}	30× 40	Travée	48	72	6	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11
3 ^{ème} ,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 40	Travée	48	72	6	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11

- **Poutre secondaire :**

Tableau VI.18. Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveau	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	Choix	A _s ^{ado} (cm ²)
RDC	30× 35	Travée	42	63	5.25	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11
1 ^{er} ,2 ^{ème}	30× 35	Travée	42	63	5.25	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11
3 ^{ème} ,4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30× 35	Travée	42	63	5.25	3T16+2T14	9.11
		Appuis				3T16+2T14	9.11

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.3.4. Condition de non fragilité

$$A_{s(\min)}^{\text{choisi}} \geq A_s^{\min} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa}$$

Tableau VI.19. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
(30× 40)	9.11	1.04	Vérifiée
(30× 35)	9.11	0.91	Vérifiée

VI.3.5. Vérification a l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) Puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier**

Fissuration peu nuisible ⇒ Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable ⇒ $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable ⇒ $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

Avec :

h = 1,6 pour les aciers H.A

➤ **Poutre principale**

Tableau VI.20. Vérification des poutres principales à l'ELS

Etage	Section (cm ²)	position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc}	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s	σ̄ _s (MPa)	vérification
RDC	30× 40	Travée	9.92	1.24	15	34.2	250	vérifiée
		Appuis	-12.53	1.62		64.1		
1^{er}, 2^{ème}	30× 40	Travée	11.12	1.39	15	38.3	250	vérifiée
		Appuis	-17.90	2.31		91.5		
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	30× 40	Travée	13.05	1.63	15	45	250	vérifiée
		Appuis	-21.42	2.77		109.05		

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

➤ Poutre secondaire

Tableau VI.21. Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section (cm ²)	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
RDC	30× 35	Travée	27.3	3.78	15	98.7	250	vérifiée
		Appuis	-49.14	6.71		169.2		
1^{er}, 2^{ème}	30× 35	Travée	28.54	3.95	15	103.2	250	vérifiée
		Appuis	-54.04	7.38		186.1		
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	30× 35	Travée	31.65	4.38	15	114.4	250	vérifiée
		Appuis	-58.50	7.98		201.4		

VI.3.6. Vérifications de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite 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 limite de cisaillement du béton.

Tableau VI.22. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	vérification
RDC	30× 40	54.02	0.5	2.5	Vérifiée
	30× 35	97.66	1.03	2.5	Vérifiée
1^{er}, 2^{ème}	30× 40	72.70	0.67	2.5	Vérifiée
	30× 35	116.98	1.24	2.5	Vérifiée
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	30× 40	63.31	0.59	2.5	Vérifiée
	30× 35	96.66	1.02	2.5	Vérifiée

VI.3.6. Calcul des armatures transversales

Selon BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \Rightarrow (K = \text{pa de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Selon RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \Rightarrow \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Tableau VI.23. Calcul des armatures transversales

Sens des Poutres	T_u (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA2003		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t Z_C (cm)	S_t Z_N (cm)	S_t Z_C (cm)	Z_N	Z_C		
Principales	72.7	0.67	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8
Secondaire	116.98	1.24	28.35	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8

- Arrêt des barres**

Armatures inférieurs

$$\Rightarrow h = \frac{L}{10}$$

Armatures supérieur

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} \Rightarrow \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} \Rightarrow \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$$L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

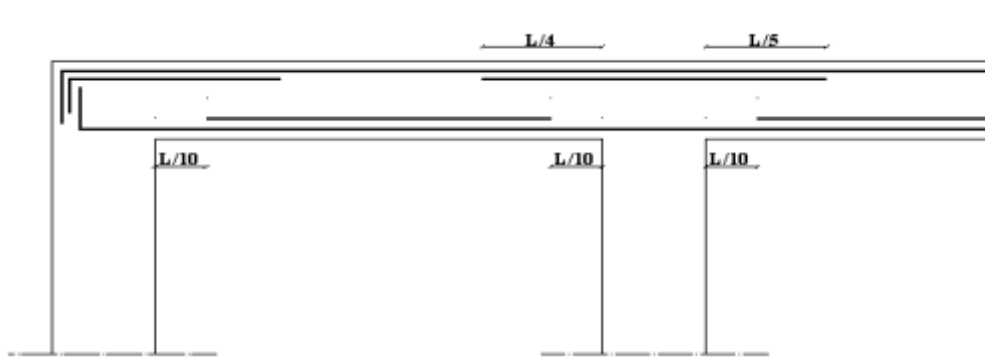


Figure VI.2. Schéma arrêt des barres

VI.3.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi_l \Rightarrow \text{en zone IIIb.}$$

Pour :

- T16..... $L_r = 64 \text{ cm.}$
- T14..... $L_r = 56 \text{ cm.}$

VI.3.8. Schéma de ferrailage des poutres

Ferrailage de poutre principale :

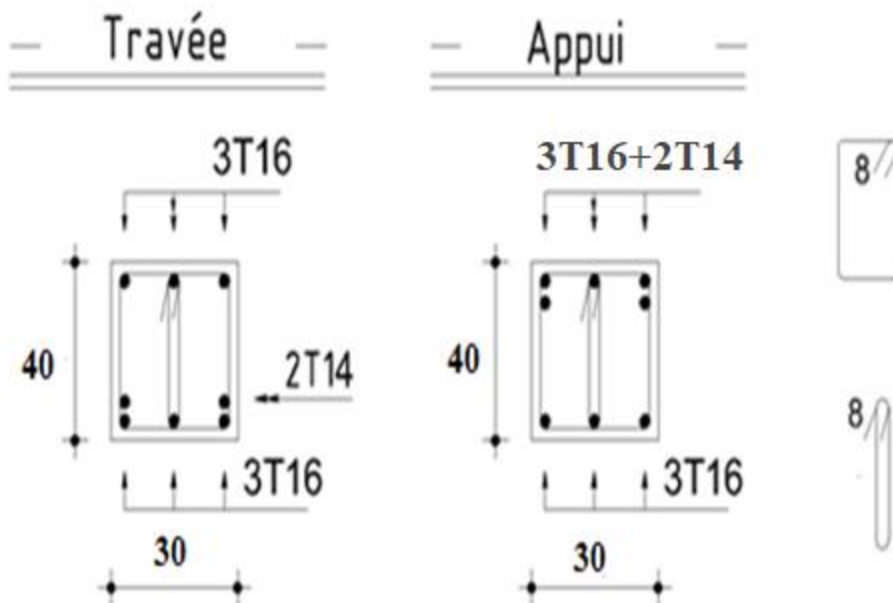


Figure VI.3. Schéma de ferrailage des poutres principales

Ferrailage de poutre secondaire :

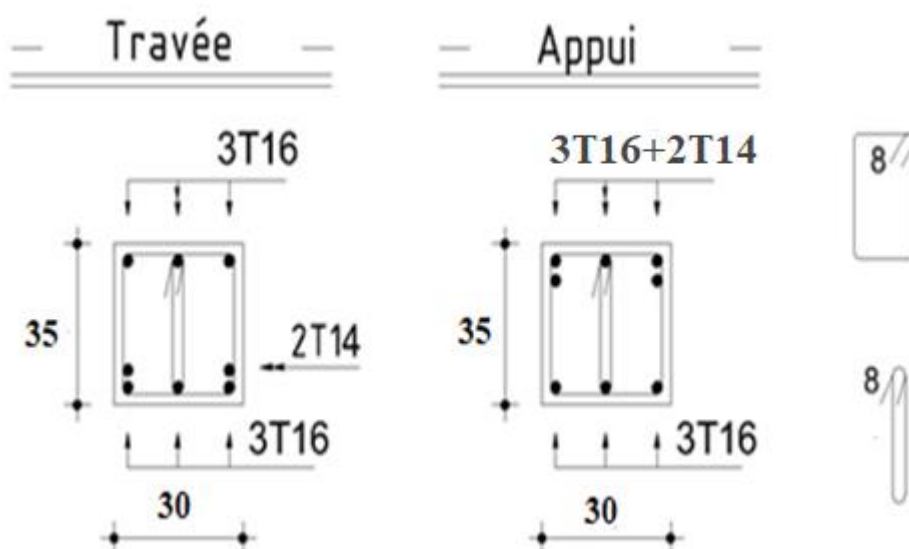


Figure VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VI.4.Ferrailage des voiles

VI.4.1.Généralité

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

VI.4.2. Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

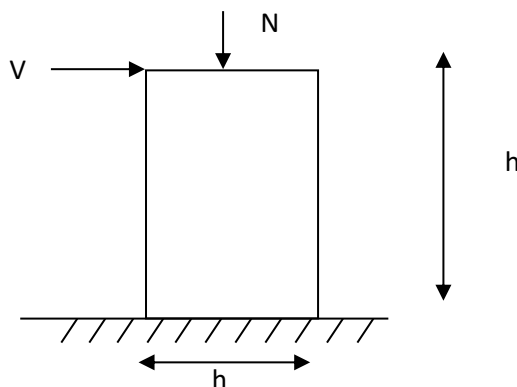


Figure VI.5. Schéma statique de modèle simple de voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

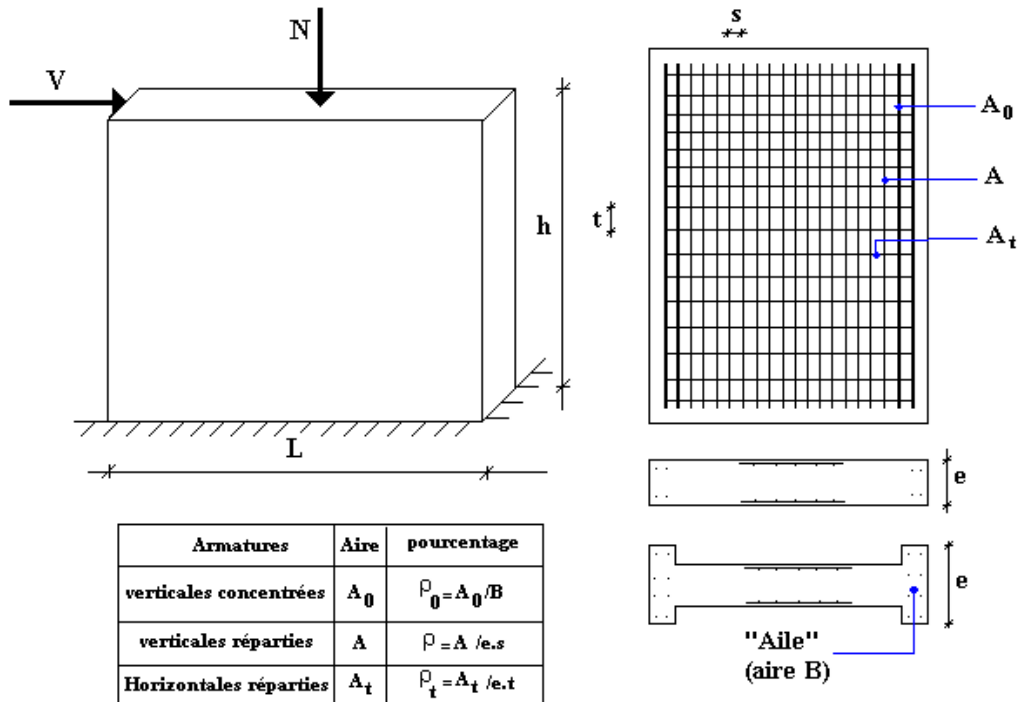


Figure VI.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

VI.4.3. Justification s sous sollicitations normales

Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

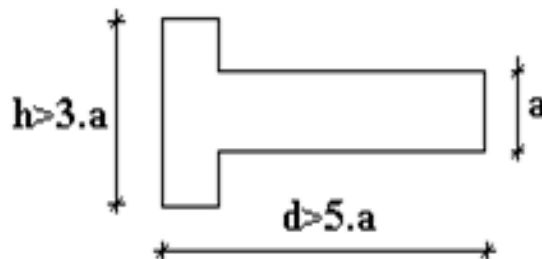


Figure VI.7. Définition de l'élément mur

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

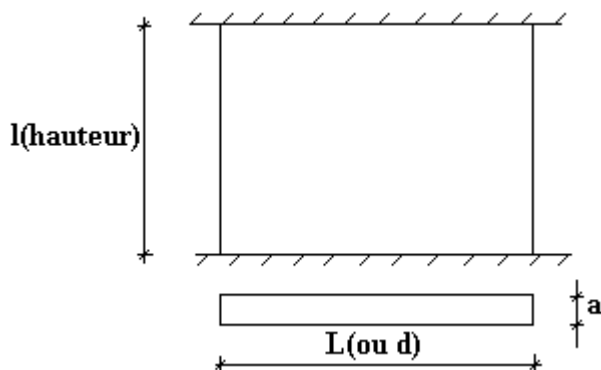


Figure VI.8. Murs non raidi latéralement

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.24. Valeurs $\left(\frac{l_f}{l}\right)$

Liaison du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul coté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

Avec

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1.5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1.15$)

$\gamma_s = 1.15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après **90 jours**, sinon voir.

Tableau VI.25. Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	unités	voile armé verticalement	voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
section réduit		M ²	d (a-0.02)	
pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0.65}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	KN	$a \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$a \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right]$
contraintes limites	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé

Niveaux de vérification:

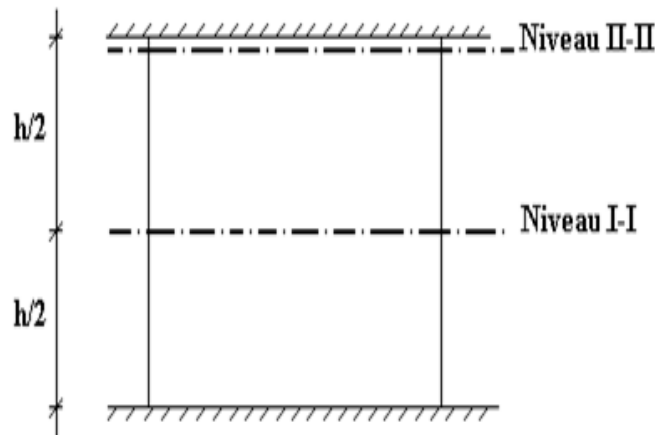


Figure VI.9. Niveau de vérification

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

Niveau I-I à mi – hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$

Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{a}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c \leq \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée). L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a .

Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau VI.26. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Acier verticaux	Aciers horizontaux
Espacements Maximale entre axe	$S_t \leq \min(0.33 \text{ m} ; 2 a)$	$S_t \leq 0.33 \text{ m}$
Aciers minimal Pourcentage maximal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \max \left[0.001 ; 0.0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ Par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1.4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile de rive	$\rho_H = \frac{A_H}{100a}$ $\geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v \text{ Max}}}{3} ; 0.001 \right]$ $\rho_{v \text{ Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau VI.27. Aciers transversaux

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \phi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8 mm

Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{I2} \leq 0.05f_{c28}$).

VI.4.4.Procédure de ferrailage des trumeaux

VI.4.4.1.Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

VI.4.4.2.Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

Zone comprimée:

Si $\sigma < 0 \Rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$.

Zone tendu:

Si $\sigma > 0 \Rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta_s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

$$\Delta_s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

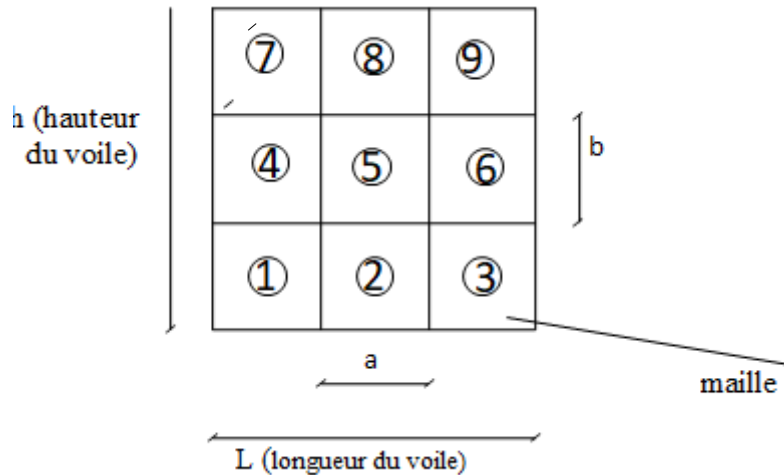


Figure VI.10. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

VI.4.4.3. Aciers Horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad (A_v = A_s \text{ Précédemment défini})$$

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4\tau_u a S_t}{0.8f_e}$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du "SAP2000".

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau).

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

VI.4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003)

Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.15%**.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0.15 %** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15cm**.

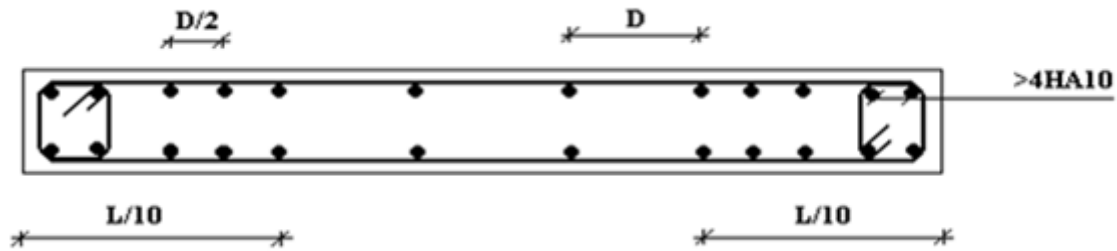


Figure VI.11. Disposition des Armatures verticales dans les voiles

Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile **0.15%**
 - En zone courante **0.10%**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1.5 a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles 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 : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul

Soit le voile de longueur

$$L = 2 \text{ m}$$

$$a = 0.15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Contraintes limites:

Pour une hauteur d'étage de 3.06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \quad (0.4 \text{ m : hauteur de la poutre principale})$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI.28. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2.66 \times 0.85 = 2.261$	$0.8 \times 0.8 = 2.128$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.15} = 52.22$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.15} = 49.14$
Coefficient a	/	0.55	0.42
Section réduit B_r (par ml) Avec d= 1m	m ²	$0.15 - 0.02 = 0.13$	$(0.15 - 0.02) \times 1 = 0.13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec d=1m	MPa	$\sigma_{bna} = 0.55 \left(\frac{0.13 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.15} \right)$ $\sigma_{bna} = 11.51 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.42}{1 \times 0.15} \left(\frac{0.13 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 9 \text{ MPa}$

Remarque

$\sigma_{ba} = 9 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}
 $B_{et} = (0.15) (1) \text{ m}^2$
 $A_s = 1.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Calcul des armatures verticales

Calcul d' A_s :

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.29. Calcul des armatures verticales de l'exemple

a (m)	l (m)	Si (m ²)	σi (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)
0.15	2	0.3	2.95	0.885	4.67

Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot L_i$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 1.75 \times 0.15 \times 10^3 \times 2 \times 10^3}{500}$$

$$\Rightarrow A_{vj} = 16.17 \text{ cm}^2$$

Aciers horizontaux

À partir du "SAP2000", la valeur de τ_u est $\tau_u = 1.75 \text{ Mpa}$
 $S_{t \min} = 225 \text{ mm}$.

$$A_{h1} = \frac{1.4 \times 1.75 \times 150 \times 225}{0.8 \times 500 \times 0.8} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'aviervertical de la maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (16.21) = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min}} = (0.15\%) \times a \times l = \frac{0.15}{100} (15)(200) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Le choix final des armatures horizontales est :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \text{ min}}) = \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_h = \text{Max}(2.58 \text{ cm}^2 ; 10.8 \text{ cm}^2 ; 4.5 \text{ cm}^2) = 10.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 6T12 = 13.57 \text{ cm}^2$

Avec :

$$S_t = \frac{2000}{12} = 166.67 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 166.67 \text{ mm} < S_{t \text{ min}} = 225 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

VI.4.5. Présentation des résultats

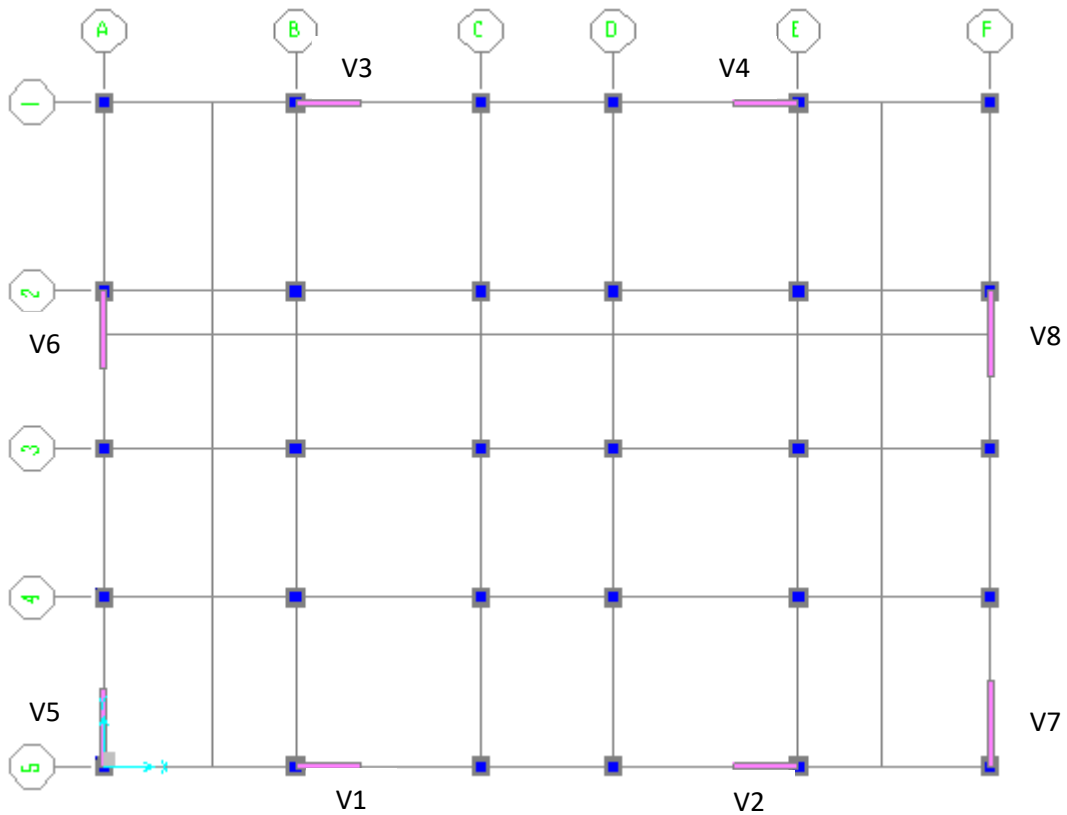


Figure VI.12.Disposition des voiles

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tableau VI.30.Caractéristiques des voiles

	Li	b(m)	L(m)
Voile (1.2.3.4)	0075	0.15	1.5
Voile (5.6)	0.9	0.15	1.8
Voile (7.8)	1	0.15	2

Nota

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **G + Q±E**.

Armature verticale de traction

Calcul des armatures du voile (V1.V2.V3.V4):

Tableau VI.31. Calcul des armatures du voile (V1.V2.V3.V4)

Niveaux	Band e (m)	Si (m ²)	σi (Mpa)	Ft (KN)	As (cm ²)	As/B (%)	Le choix	Av ^{adopté} (cm ²)	St (cm)
RDC	0.75	0.113	4.41	498.33	5.18	0.46	2×6T12	13.57	15
1^{ère} et 2^{ème}	0.75	0.113	1.94	219.22	3	0.27	2×6T10	9.42	15
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	0.75	0.113	2.83	319.79	4.11	0.37	2×6T10	9.42	15

Calcul des armatures du voile (V5.V6):

Tableau VI.32. Calcul des armatures du voile (V5.V6)

Niveaux	Band e (m)	Si (m ²)	σi (Mpa)	Ft (KN)	As (cm ²)	As/B (%)	Le choix	Av ^{adopté} (cm ²)	St (cm)
RDC	0.9	0.14	3.69	516.6	5.24	0.37	2×6T12	13.57	15
1^{ère} et 2^{ème}	0.9	0.14	3.14	439.6	5.79	0.41	2×6T12	13.57	15
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	0.9	0.14	2.35	329	3.94	0.28	2×6T10	9.42	15

Calcul des armatures du voile (V7.V8) :

Tableau VI.33. Calcul des armatures du voile (V7.V8)

Niveaux	Band e (m)	Si (m ²)	σi (Mpa)	Ft (KN)	As (cm ²)	As/B (%)	Le choix	Av ^{adopté} (cm ²)	St (cm)
RDC	1	0.15	3.15	472.5	4.91	0.33	2×6T12	13.57	15
1^{ère} et 2^{ème}	1	0.15	2.85	427.5	5.94	0.4	2×6T12	13.57	15
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	1	0.15	2.22	333	4.11	0.27	2×6T10	9.42	15

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture)

Tableau VI.34. Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture)

Voiles	Niveau	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
(V1.V2. V3.V4)	RDC	2.3	7.96	6T14	9.24
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.65	2.25	6T10	4.71
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.98	3.39	6T10	4.71
(V5.V6)	RDC	2.22	9.23	6T14	9.24
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.7	2.91	6T10	4.71
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.81	11.23	6T16	12.06
(V7.V8)	RDC	1.93	8.91	6T14	9.24
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.57	2.63	6T10	4.71
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.78	3.6	6T10	4.71

Aciers horizontales

Tableau VI.35. Aciers horizontales

Voiles	Niveau	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h^{choisi} (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(V1.V2. V3.V4)	RDC	2.3	3.40	11.46	1.69	11.46	2 × 10T10	15.71	15
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.65	0.95	5.04	1.69	5.04	2 × 7T10	11	15
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.98	1.44	7.35	1.69	7.35	2 × 7T10	11	15
(V5.V6)	RDC	2.22	3.27	11.88	2.03	11.88	2 × 10T10	15.71	15
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.7	1.03	10.11	2.03	10.11	2 × 7T10	11	15
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.81	1.20	7.66	2.03	7.66	2 × 7T10	11	15
(V7.V8)	RDC	1.93	2.85	10.8	2.3	10.8	2 × 10T10	15.71	15
	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.57	0.84	9.83	2.3	9.83	2 × 7T10	11	15
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0.78	1.15	7.66	2.3	7.66	2 × 7T10	11	15

VI.4.6. Schème ferrailage des voiles

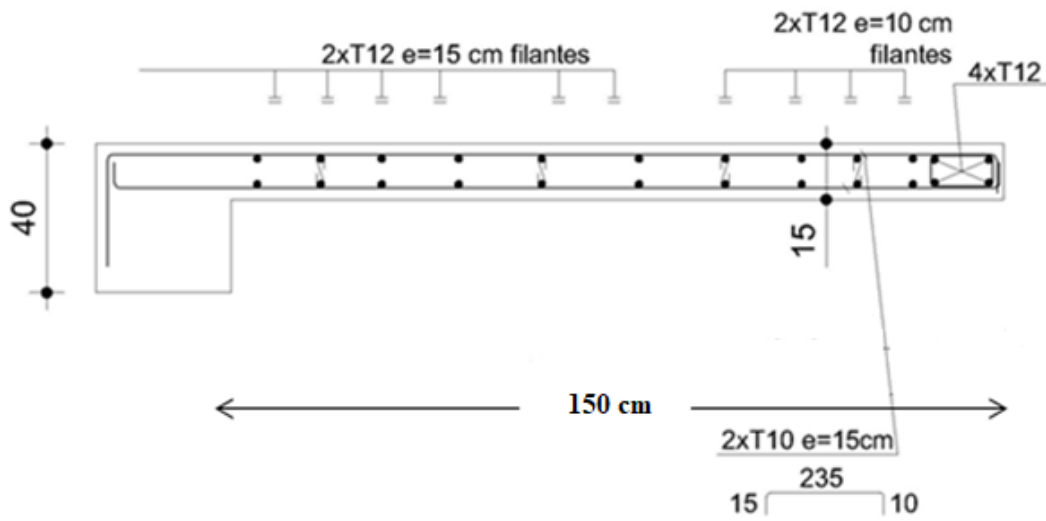


Figure VI.13. Schéma ferrailage vertical (V1, V2, V3, V4)

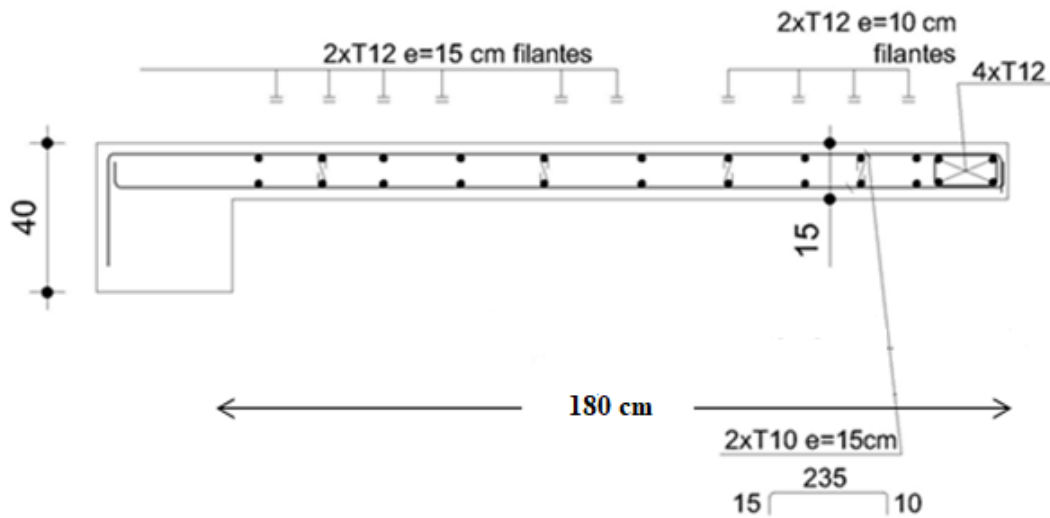


Figure VI14. Schéma ferrailage vertical (V5, V6)

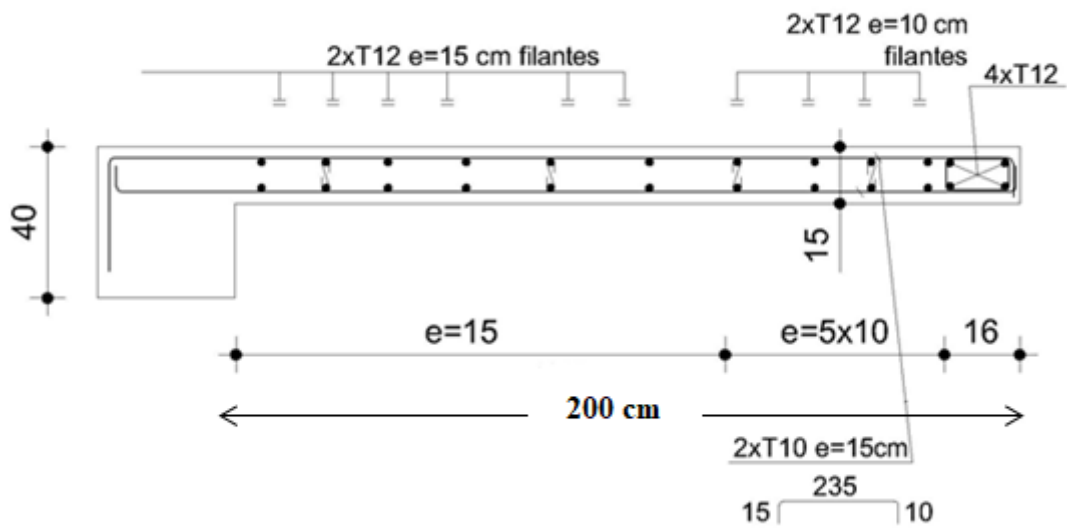


Figure VI.15. Schéma ferrailage vertical (V7, V8)

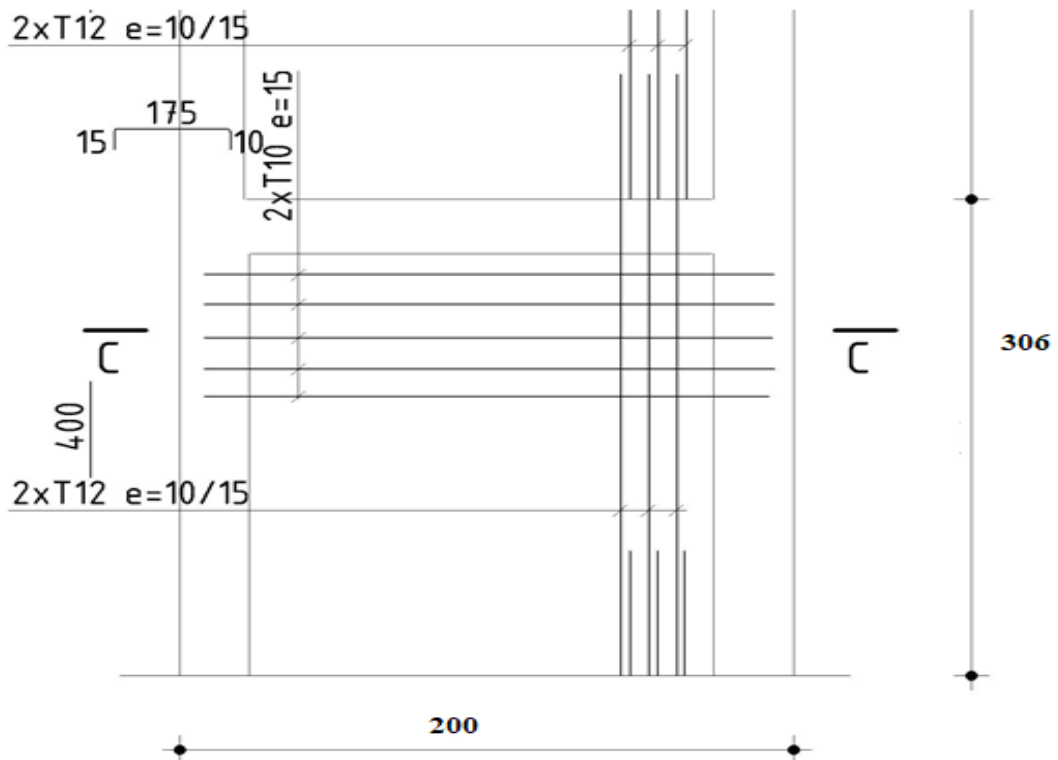


Figure VI.16. Schéma ferrailage horizontale

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage et aussi les transmettent au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VII.2.Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2 bars**.

VII.3.Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (**C.D.G**) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VII.3.1.Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de *A* sur *B* est égal au rapport *a*

sur *b* : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :

$$a=b \text{ donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{d'ou} \quad S = \left\lceil \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \right\rceil$$

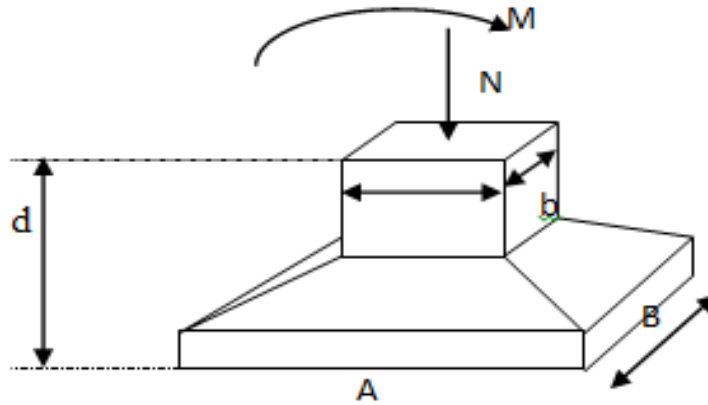


Figure VII.1.Semelle isolé sous poteau

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison **[G+Q]**.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semell}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N_{\text{ser(s.sol)}} = 992.78 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{992.78}{200} \Rightarrow S = 4.96 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{4.96} = 2.23 \text{ m} \Rightarrow B = 2.23 \text{ m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :

$$L_{\text{min}} \geq 1.5 \times B$$

Tel que " L_{min} " est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } L_{\text{min}} = 3.05 \text{ m}$$

$$1.5 \times B = 1.5 \times 2.23 = 3.34 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 3.05 \text{ m} < 1.5 \times B = 3.34 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.3.2.Semelles filantes

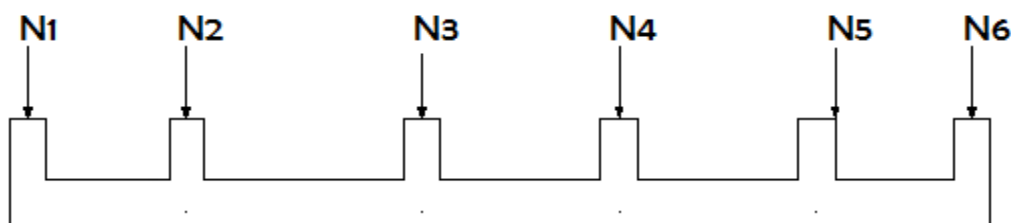


Figure VII.2.Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

Avec

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VII.1.Sections des semelles filantes

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B^{choisie}(m)	S (m²)	S_{smll}(m²)
A	6090.38	20.55	1.48	1.5	30.41	30.82
B	11284.93	20.55	2.75	2.8	56.51	57.54
C	9776.94	20.55	2.38	2.4	48.91	49.32
D	10203.88	20.55	2.48	2.5	50.96	51.38
E	4888.91	20.55	1.19	1.2	24.45	24.66

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :

$$\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$$

$$\frac{213.72}{316.47} = 67.53\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

Conclusion

La surface totale de la semelle est dépassée **50%** de la surface d'emprise du bâtiment; pour cela on a opté pour un choix du radier générale comme type de fondation pour ancrer cet ouvrage.

VII.3.3.Radier générale

Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

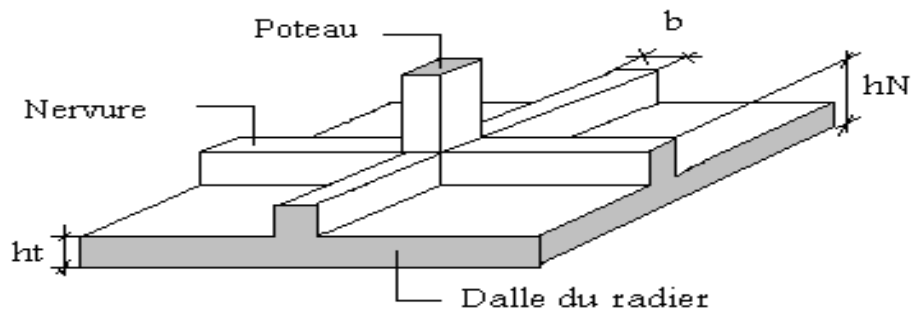


Figure VII.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.3.3.1.Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour $\begin{cases} N_{Ser} = 42245.04KN \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 bars \end{cases}$

$$S_{nec} \geq 211.23m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 316.47m^2$.
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 353.42m^2$

VII.3.3.2.Pré dimensionnement de radier nervure

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq e_{rad} \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

e_{rad} : Épaisseur de radier.

$$\frac{445}{8} \leq e_{rad} \leq \frac{445}{5} \Rightarrow 55.62 \text{ cm} \leq e_{rad} \leq 89$$

On prend : $e_{rad} = 60 \text{ cm}$

• Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 445 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 22.25 \text{ cm}$$

On prend : $h=30\text{cm}$.

• Condition de cisaillement

On fait la vérification pour une bande de **1m** :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 57978.531\text{KN}$$

$$L = 4.45 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b(0.9h)}$$

$$h \geq \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b(0.9\bar{\tau}_u)}$$

$$h_2 \geq 18.12\text{cm}$$

2. Radier nervuré

A. La largeur de nervure

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{4.45}{10} \geq 44.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 50 \text{ cm}$

B. La hauteur de nervure

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

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

On a : $L_{\max} = 445 \text{ cm}$.

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h_3 \leq 44.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_3 = 40 \text{ cm}$.

Condition de non poinçonnement : $N_u \leq 0.045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$

Avec

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1180.68 \text{ kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$a \cdot b$ = Dimensions du poteau du sous-sol (40x40).

$\Rightarrow h \geq 65.60 \text{ cm}$

Condition de rigidité :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec

I : inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton (**10818.87 MPa**)

K : coefficient de raideur de sol.

On pourra adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 5 \text{ MPa} \Rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa} \Rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 120 \text{ MPa} \Rightarrow$ pour un très bon sol

Pour notre cas "**K= 40 MPa**" (sol de densité moyenne)

b : largeur de semelle en contact avec le sol.

VII.3.3.2.1. Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfait.

et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol)

I : inertie de la section transversale de la nervure $\Rightarrow I = \frac{bh^3}{12}$

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

Tableau VII.2. Choix la hauteur de nervure

hauteur de nervure (m)	0.4	0.65	1.13
I (m⁴)	0.0027	0.011	0.06
l_e(m)	1.55	1.86	3.38
$\frac{\pi}{2}(l_e + a)(m)$	3.06	3.54	5.93
Vérification	<4.45	<4.45	> 4.45
Observation	Non Vérifie	Non Vérifie	Vérifie

⇒ On prend : $h_N = 120$ cm

Le choix final :

Epaisseur de la dalle du radier : $h=30$ cm

les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 120 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

VII.3.3.3. Caractéristique géométrique du radier :

Tableau VII.3. caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x_G(m)	y_G(m)	I_{xx}(m⁴)	I_{yy}(m⁴)
10.275	7.7	6254.50	11137.17

A. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux.

le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit etre superieur au coefficient de securité 1.5 ⇒ $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5\right)$

Avec

M_s : moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_R : moment de renversement du aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure ($h= 4.06$)

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier SAP 2000 V14

Sens x-x :

$$M_0 = 18019.88 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 1366.25 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1ser} = 42245.04 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1.13 \times 353.42 = 9984.12 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 52229.16 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 8.67 \text{ m}$.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 18019.88 + (1366.25 \times 4.06) = 23566.85 \text{ KN.m}$$

$$M_S = N \times x_G = 536654.62 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{536654.62}{23566.85} = 22.77 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Sens y-y:

$$M_0 = 17817.9 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 1340.23 \text{ KN}$$

Donc:

$$M_R = 23364.88 \text{ KN.m}$$

$$M_S = N \times y_G = 402164.53 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{402164.53}{23364.88} = 17.21 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à **1,5** ;
Donc notre structure est stable dans les deux sens.

B. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais
In-situ et au laboratoire : $\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$
Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{57978.531}{353.42} = 164.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 164.04 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifie}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r + X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\sigma_{sol} (\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol})$
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1.33 fois la contrainte admissible $\Rightarrow 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$.

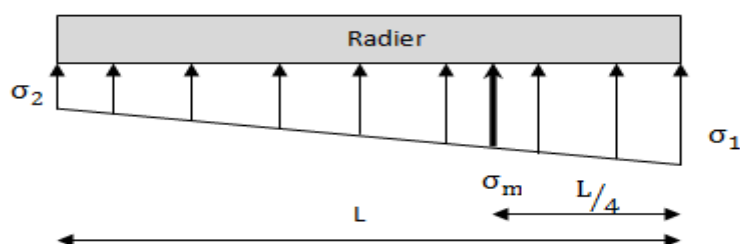


Figure VII.4.Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{x-x} = 6254.50 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 11137.17 \text{ m}^4$$

ELU:

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1.35 \times \text{pois propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 24240.88 + 1.35 \times 9984.12$$

$$N_u = 37719.45 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$1.5 \times \overline{\sigma_{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$(M_{Rx} = 23566.85 \text{ KN.m} ; M_{Ry} = 23364.88 \text{ KN.m}).$$

Tableau VII.4.Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	145.44	102.84	134.79
Sens y-y	122.88	90.57	114.8
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol}$
Observation	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS

$N_s = 27660.62 \text{ KN}$

Tableau VII.5. Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (\text{KN/m}^2)$
Sens x-x	116.98	39.55	97.62
Sens y-y	94.42	62.11	86.34
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol}$
Observation	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

ELU:

$$\sigma_u = 134.79 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = 97.92 \text{ KN/m}^2$$

VII.3.4. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de **30cm**.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

A. Ferrailage de la table du Radier

1. Détermination des efforts

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle

Pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x & (\text{autre appuis}) \end{cases}$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x & ; M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

- Moment en travée: $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0.5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 134.79 \text{KN/m}$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 97.92 \text{KN/m}$

3. Calcul des moments

Dans le sens de la petite portée $\Rightarrow M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $\Rightarrow M_y = M_y \mu_y$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

On a le rapport $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

Tableau VII.6. Calcul des moments à l'ELU

P	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (KN/m)	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)
P1	4.45	4.45	1	0.037	1	134.79	98.76	74.07	98.76	74.76	49.38

Tableau VII.7. Calcul des moments à l'ELS

P	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _s (KN/m)	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)
P1	4.45	4.45	1	0.044	1	97.92	85.32	63.99	85.32	63.99	42.66

4. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$;
 $f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$;
 $d = 0.9h = 27\text{cm}$, fissuration non préjudiciable.

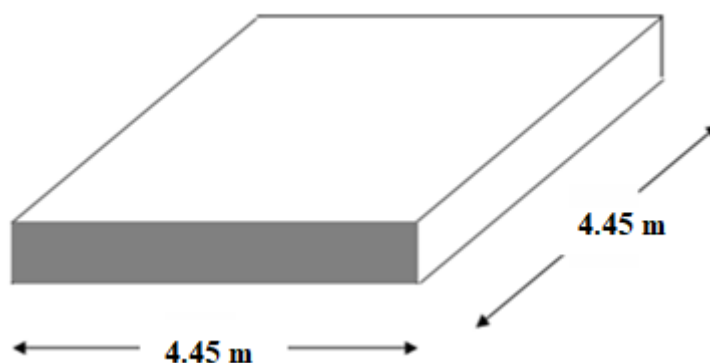


Figure VII.5. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Tableau VII.8. Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	74.07	0.072	0.093	26	6.55	5T16	10.05	20
	y-y	74.07	0.072	0.093	26	6.55	5T16	10.05	20
Appui	x-x	49.38	0.048	0.062	26.33	4.31	5T14	7.70	20
	y-y	49.38	0.048	0.062	26.33	4.31	5T14	7.70	20

Espacement

$$\text{Esp} \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

En travée

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Aux Appuis

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} ; \text{ on prend } \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

5. Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.89 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	63.99	8.04	5.45	15	247.2	250	Vérifié
	y-y	63.99	8.04	5.45	15	247.2	250	Vérifié
Appui	x-x	42.66	6.16	4.2	15	215.5	250	Vérifié
	y-y							

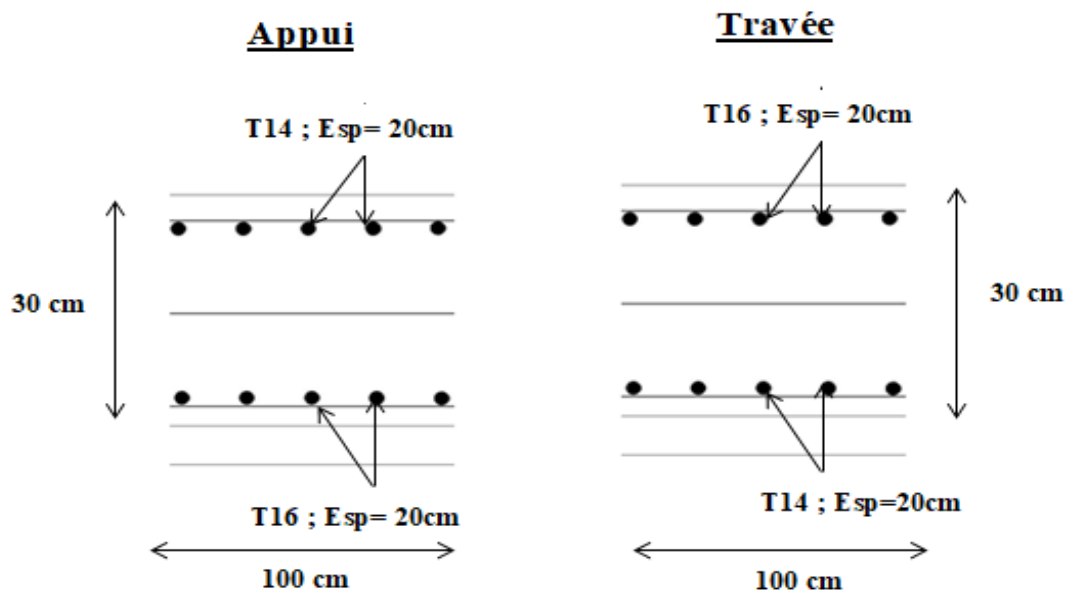


Figure VII.6. Ferrailage de la Dalle du Radier

6. Ferrailage des nervures

Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0.5 M_0$$

Calcul des armatures longitudinales

$$b = 50\text{cm}; \quad h = 120\text{cm}; \quad d = 108\text{cm}.$$

- Sens porteur (x-x) :

$$L = 4.45 \text{ m}; \quad q_u = 134.79 \text{ KN/ml}.$$

Tableau VII.10.Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	a	$Z \text{ (cm)}$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	283.60	0.034	0.043	106.14	6.14	5T16	10.05
Appuis	166.82	0.02	0.025	106.92	3.59	5T16	10.05

- Sens non porteur (y-y) :

$$L = 4.453\text{m}; \quad q_u = 134.79 \text{ KN/ml}.$$

Tableau VII.11.Ferrailage des nervures sens (y-y)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	a	$Z \text{ (cm)}$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	283.60	0.034	0.043	106.14	6.14	5T16	10.05
Appuis	166.82	0.02	0.025	106.92	3.59	5T16	10.05

Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.21 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{On a : } q_{\text{ser}} = 97.92 \text{ KN/ml}$$

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

Tableau VII.12. Vérification des contraintes (Nervure)

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	206.03	10.05	3.32	15	202.3	250	Vérifiée
	y-y	206.03	10.05	3.32	15	202.3	250	Vérifiée
Appui	x-x	121.19	10.05	1.95	15	119	250	Vérifiée
	y-y	121.19	10.05	1.95	15	119	250	Vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{134.79 \times 4.45}{2} = 299.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{299.91 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales

BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right) = 0.28 \text{ cm} \end{cases}$$

« RPA 99 version 2003 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right) = 19.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

$f_e= 500\text{MPa}$; $\tau_u=0.55\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $d=108\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

$A_t \geq 2.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Zone nodale.

$A_t \geq 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Zone nodale.

On prend : **5T12=5.65 cm²**

Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins **3cm²/ml** pour metre de longueur de paroi mesuré Perpendiculairement à leur direction.

(h =120 cm).

$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1.26=3.6 \text{ cm}^2$

On opte : 4 T12 = 4.52cm²

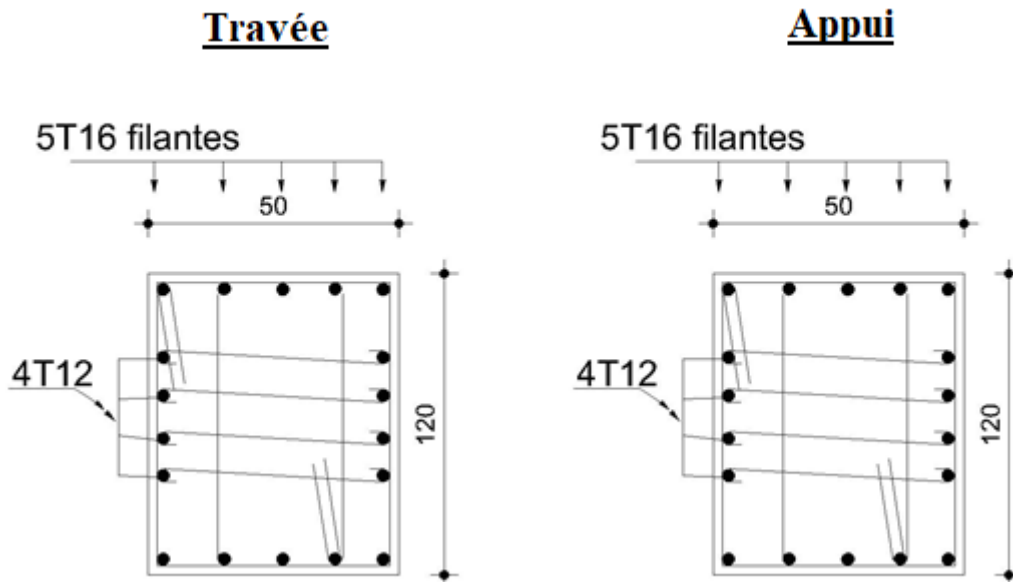


Figure VII.7. Ferrailage des nervures du sens porteur

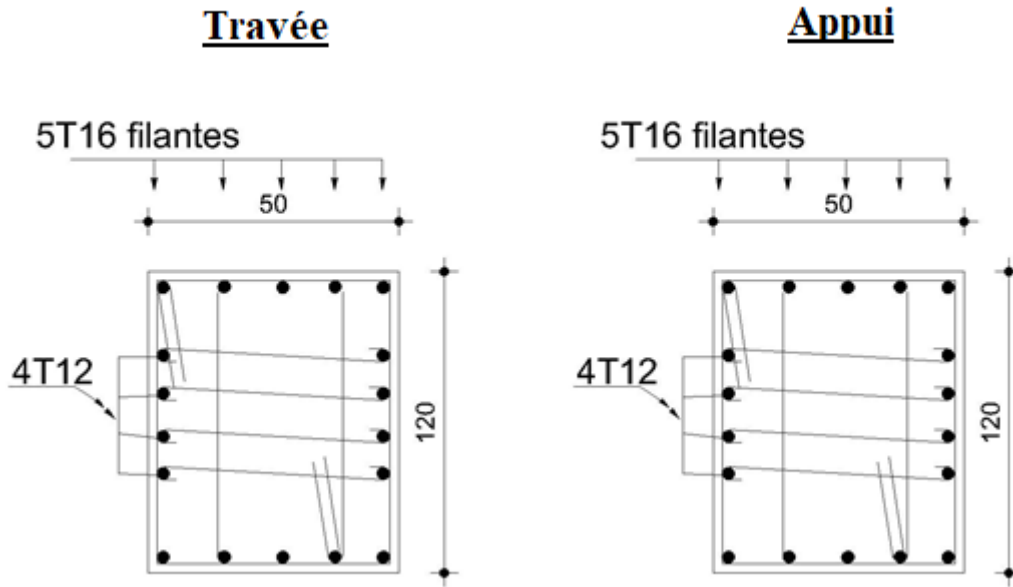


Figure VII.8. Ferrailage des nervures du sens non porteur

Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

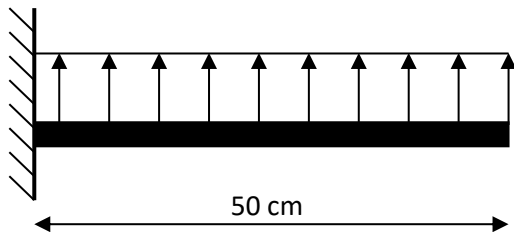


Figure VII.9. Schéma statique du débord

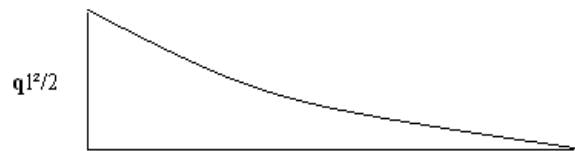


Figure VII.10. Diagramme des Moments

Evaluation des charges et surcharges:

ELU : $q_u = 134.79 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ Pour une bande de 1m.
 ELS : $q_{ser} = 97.92 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ Pour une bande de 1m.

Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 16.84 \text{ KN.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = - 67.40 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}L^2}{2} = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -48.96 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

Tableau VII.13.Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	a	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
16.84	0.016	0.02	26.78	1.45	5T12	5.65

Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.60 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Esp = 20cm.

Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{5} \leq A_r \leq \frac{A_s}{5} \Rightarrow 1.412 \text{ cm} \leq A_r \leq 2.825 \text{ cm}$$

On prend : 5T10 = 3.93 cm²,

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Esp = 20cm.

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\Rightarrow T_u = q_u L = 67.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67.40 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 97.92 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 12.24 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VII.14. Vérification des contraintes du débord

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
12.24	5.65	2.93	15	104	250	Vérifiée

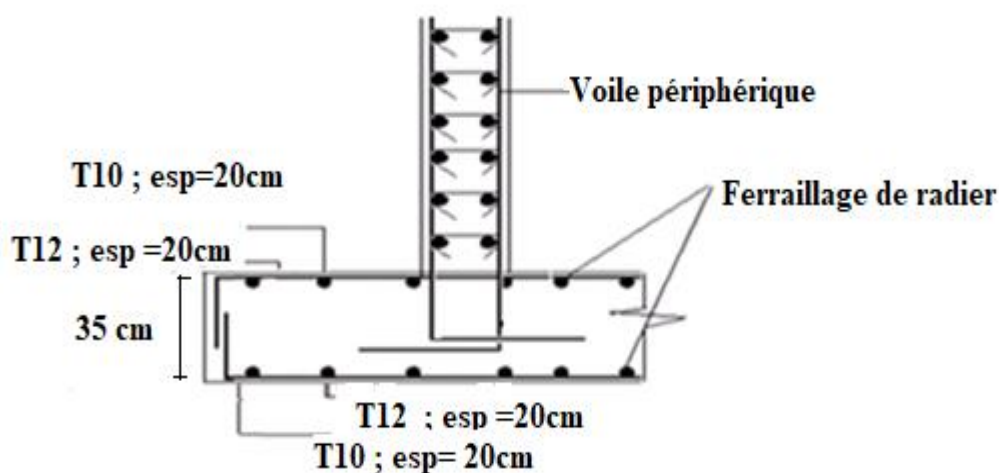


Figure VII.11. Ferrailage du Débord

VII.4. Etude du voile périphérique

VII.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

- Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

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

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de **0.1%B** dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de **40Ø** avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B=15 cm (Section du voile).

VII.4.2.Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=4.45\text{m}$; $L_y=4.45\text{ m}$; $e=15\text{cm}$

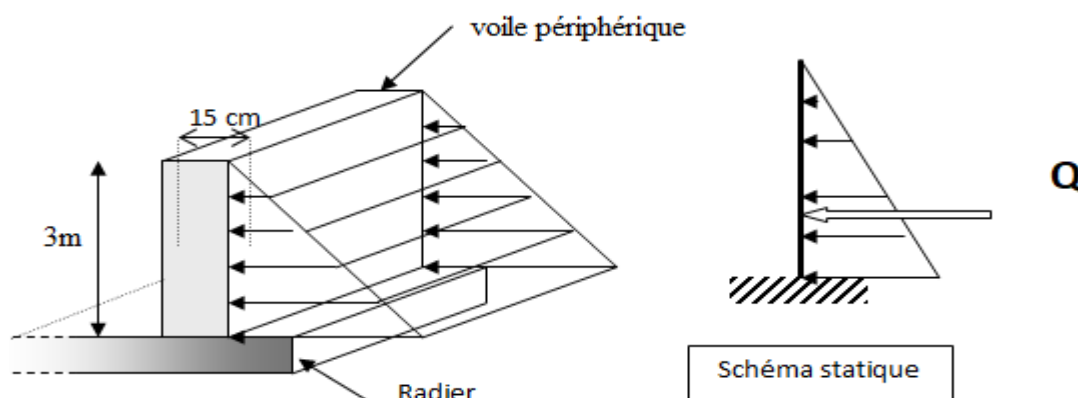


Figure VII.12. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = K_0 \cdot \gamma \cdot H$$

Avec

P_i = Contrainte à la base sur une bande de **1m**.

K_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\varphi}{2})]$.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile ($H=3\text{m}$).

φ : Angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 20^\circ$).

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.49$$

Donc :

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

$$P_i = K_0 \times \gamma \times H = KN/ml$$

$$\Rightarrow P_u = 1.35P_i = 35.72 KN/ml$$

Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{4.45} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0.037 ; \mu_y=1$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 26.17 KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x = 26.17 KN.m$$

Moment en travée :

$$M_{tx}=0.85M_x=22.24kNm$$

$$M_{ty}=0.85M_y= 22.24kNm$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x= 13.09 KN.m$$

VII.4.3.Calcul du Ferrailage

$$b=100cm ; h=15cm ; d=13.5cm ; \sigma_{bc}=14.2MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15.Ferraiialge du voile périphérique

	Sens	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{ado} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	22.24	3.96	5T12	5.65	20
	y-y	22.24	3.96			
Appuis	x-x	13.09	2.29	5T10	3.93	20
	y-y					

Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 cm^2 < 3.93 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le **RPA99** préconise un pourcentage minimum de **0.1%** de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

$$A_s^{\min} = 0.1\% \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 52.98 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 52.98 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 52.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.98 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

- Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{4.45} = 1 > 0.4 \Rightarrow Q_{ser} = 26.46 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0.044 ; \mu_y = 1$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 23.05 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 19.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 19.60 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 11.53 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.16. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	19.60	5.65	6.94	15	61	250	Vérifiée
	y-y	19.60	5.65	6.94	15	61	250	Vérifiée
Appuis	x-x	11.53	3.93	4.89	15	237.3	250	Vérifiée
	y-y							

VII.5.Schéma ferrailage du voile périphérique :

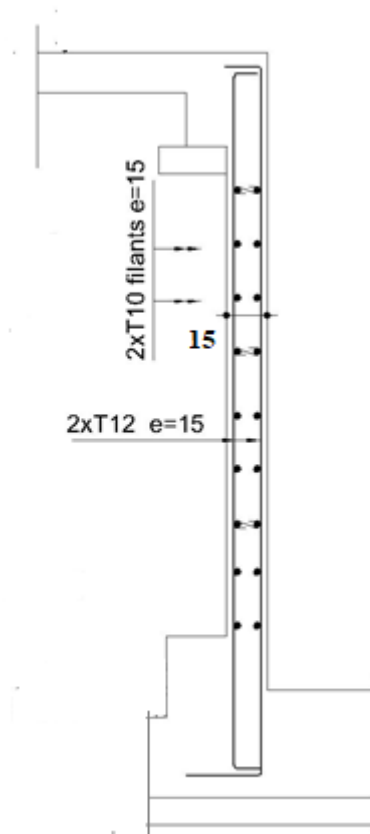


Figure VII.13. Ferrailage du Voile Périphérique

Chapitre VIII :

***Modélisation et application
de la méthode push-over***

Chapitre VIII : Modélisation et application de la méthode pushover

VIII.1.Introduction :

Le calcul statique non-linéaire "**Push-over**" représente une alternative très intéressante, elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction en définissant un déplacement cible. La demande sismique est une représentation du mouvement du sol. La capacité est une représentation de la capacité de la structure de résister à la demande sismique. La structure doit avoir la capacité nécessaire pour résister aux demandes sismiques.

L'utilisation de la méthode push-over, nécessite le développement d'une courbe push-over en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotones croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur.

La méthode push over permet de voir, de nouveaux concepts qui aident à l'enrichissement de la culture parasismique en Algérie,

L'objectif principal de ce chapitre est : La modélisation et analyse statique non linéaire (push over) de la structure déjà conçu par la méthode spectrale modale conformément au code Algérien RPA99 (V2003) (le modèle final calculé et vérifié dans les chapitres **V** et **VI**).

VIII.2.Analyse Push over avec SAP2000 V14 :

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse Push over pourrait être exécutée directement par des logiciels spéciaux qui peuvent modéliser le comportement non linéaire pour les éléments de la structure qui résistent aux charges latérales. Parmi ces logiciels, Le "**SAP2000 V14**" qui est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation et la simplification de l'exécution de ce type d'analyse.

L'analyse Pus over est une caractéristique très puissante offerte dans la version non linéaire du "**SAP 2000**", et elle peut être exécutée sur les deux modèles structuraux bidimensionnels et tridimensionnels.

Le "**SAP 2000**" peut comprendre tout nombre de cas de Push-Over et chaque cas peut avoir une distribution différente de charge latérale sur la structure. Un cas de Push-over peut commencer à partir des conditions initiales zéro ou à partir de la fin d'un cas de Push-over précédent.

Le "**SAP 2000**" exécute l'analyse Push-over en contrôlant soit la force ou soit en contrôlant le déplacement.

Etapes à suivre :

Pour notre cas on utilisera l'analyse par contrôle des déplacements afin d'obtenir la courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommets}$) pour cela on passera par les étapes suivantes :

- **Etape 1** : Définition du comportement non linéaire des éléments.
- **Etape 2** : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-Over).
- **Etape 3** : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

VIII.3. Définition du comportement non linéaire de la structure :

Dans le but de l'application de l'analyse Push-Over sur notre structure, le caractère non linéaire de cette analyse exige un raffinement dans la formulation des lois de comportement des :

- Matériaux utilisés.
- Eléments résistants de la structure.

VIII.3.1. Définition des lois de comportement des matériaux :

La réponse non linéaire globale relie directement au comportement des matériaux à utiliser. Les modèles numériques de comportement du béton et de l'acier existant dans la littérature, permettent de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques intervenant lors de la dégradation des matériaux.

Dans cette étude, les modèles d'endommagement retenus sont :

Le modèle développé par Mander pour le béton, et le modèle simple pour l'acier.

VIII.3.1.1. Lois de comportement du Béton :

Le comportement non linéaire a été pris en compte dans le "SAP 2000" par l'introduction des diagrammes "contrainte-déformation" du béton et des armatures.

Les caractéristiques et le diagramme contraintes-déformations du béton utilisé sont définis dans les figures suivantes :

Define ⇒ Materials ⇒ show advanced properties ⇒ Modify show material

Material Property Data

Material Name BETON	Material Type Concrete	Symmetry Type Isotropic
Modulus of Elasticity E 32164200	Weight and Mass Weight per Unit Volume 25. Mass per Unit Volume 2,5493	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U 0,2	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f'c 25000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduction Factor	
Coeff of Thermal Expansion A 1,170E-05	Advanced Material Property Data <input type="button" value="Nonlinear Material Data..."/> <input type="button" value="Material Damping Properties..."/> <input type="button" value="Time Dependent Properties..."/> <input type="button" value="Thermal Properties..."/>	
Shear Modulus G 13401750	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Figure VIII.1. Caractéristique de béton utilisé

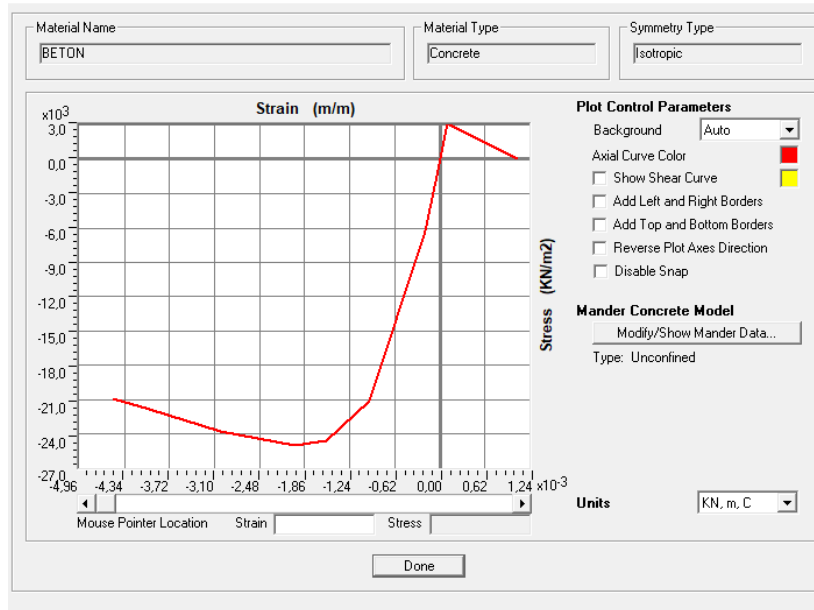


Figure VIII.2. Diagramme contraintes-déformations du béton

VIII.3.1.2. Lois de comportement de l'acier :

Pour prendre en charge le comportement non-linéaire de l'acier, on doit introduire les paramètres non linéaires de ce dernier.

Les caractéristiques de l'acier sont présentées dans les figures ci-dessous :

Define ⇒ Materials ⇒ show advanced properties ⇒ Modify show material

Figure VIII.3. Caractéristiques de l'acier FeE500

Figure VIII.3. Caractéristiques de l'acier FeE500

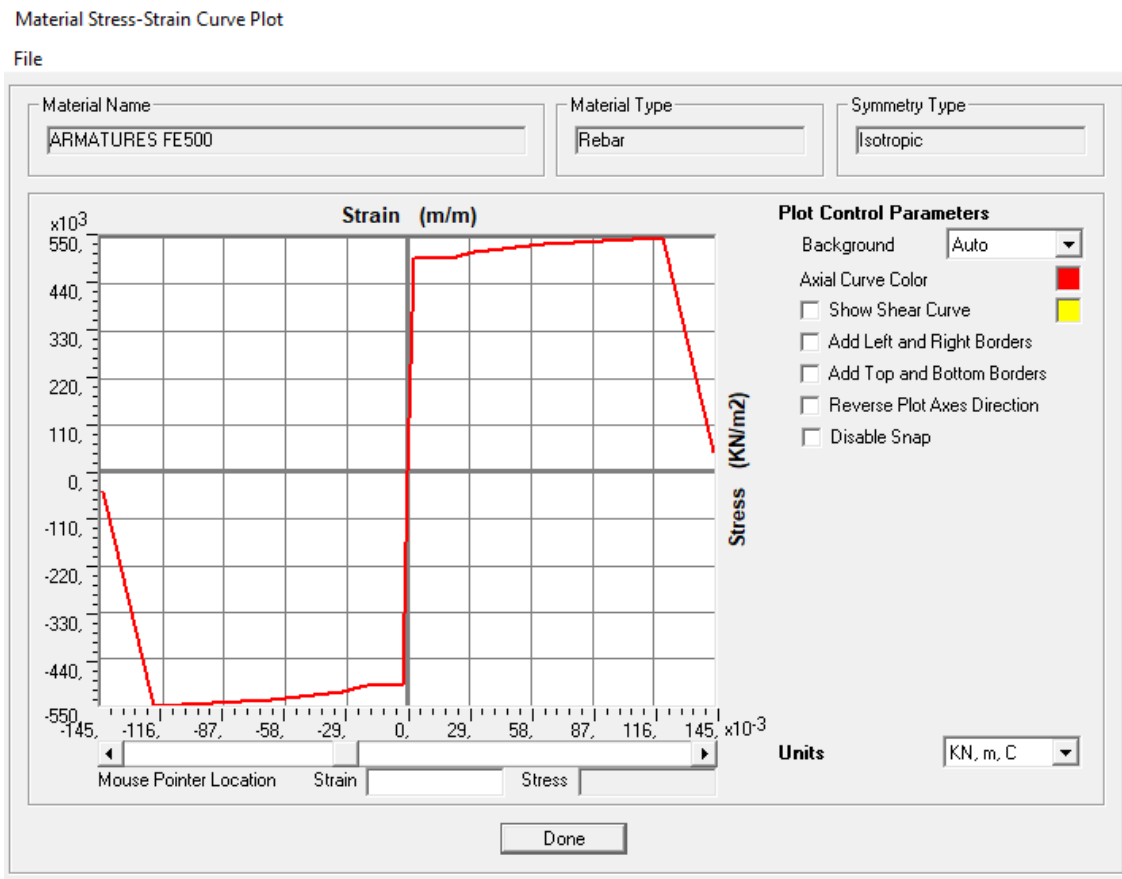


Figure VIII.4. Diagramme contraintes-déformations de l'acier FeE500

VIII.4. Définition du comportement non- linéaire des éléments résistants :

VIII.4.1. Définition du comportement non- linéaire des poteaux et des poutres :

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non-linéaire des éléments se traduit par l'introduction de rotules plastiques " **Plastic Hing**" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment (**M2 et M3**), cisaillement (**V2 et V3**), effort normal (**P**), torsion (**T**), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte l'interaction effort normal - moment (**PMM**).

Les rotules plastiques sont définies par défaut par le logiciel comme suit :

- **Poteaux** : rotules de flexion (de type P- M2-M3).
- **Poutres** : rotules de flexion (de type M3).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites du règlement Américain FEMA356.

VIII.4.1.1. Les poteaux :

Define \Rightarrow Sction properties \Rightarrow Frame sections \Rightarrow Add new property \Rightarrow Other \Rightarrow Section designer.

A. Dessin de ferrailage :

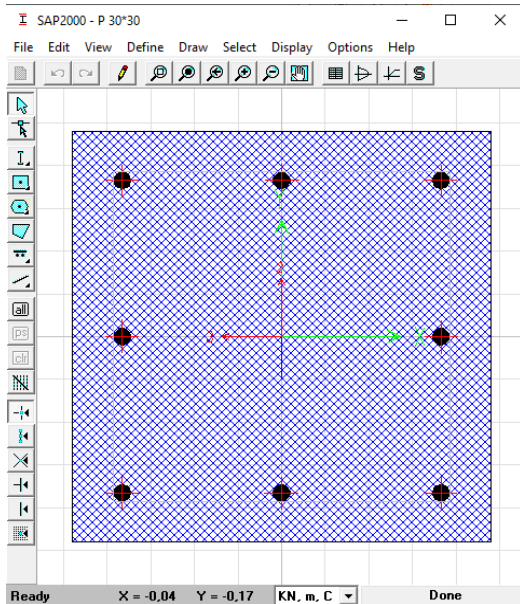


Figure VIII.5. Dessin de ferrailage des poteaux (30×30)

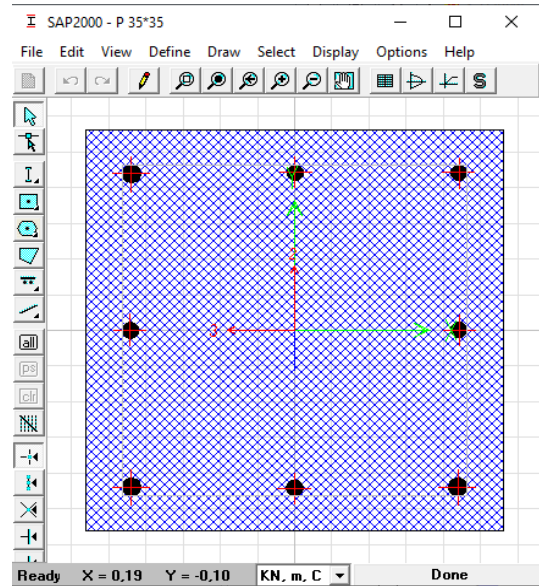


Figure VIII.6. Dessin de ferrailage des poteaux (35×35)

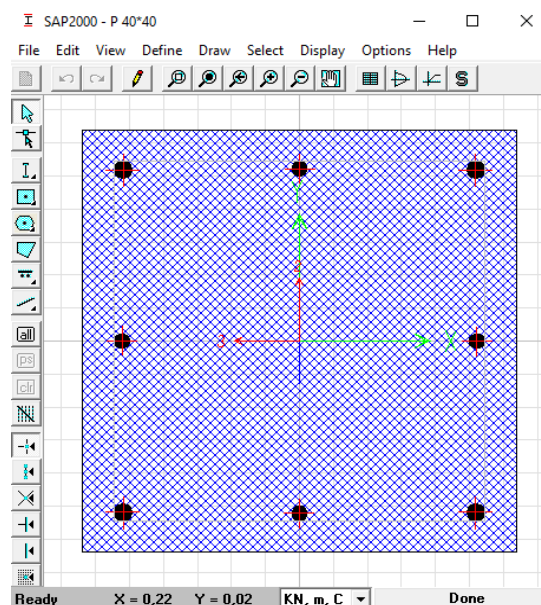


Figure VIII.7. Dessin de ferrailage des poteaux (40×40)

Chapitre VIII : Modélisation et application de la méthode pushover

B. Introduction des rotules plastiques dans les poteaux :

Pour introduire les rotules plastiques dans les poteaux, on va suivre le cheminement suivant :

Étape 1 : Define ⇒ Sction properties ⇒ Hinge properties

Étape 2 : Select ⇒ Frame sectione ⇒ Poteaux ⇒ Assigne ⇒ Frame ⇒ Hinges

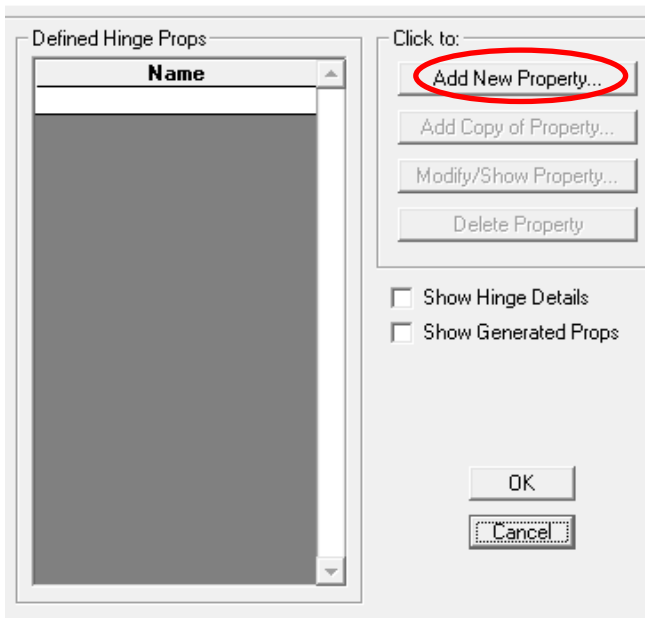


Figure VIII.8. Définition des rotules plastiques des poteaux (étape 1.1)

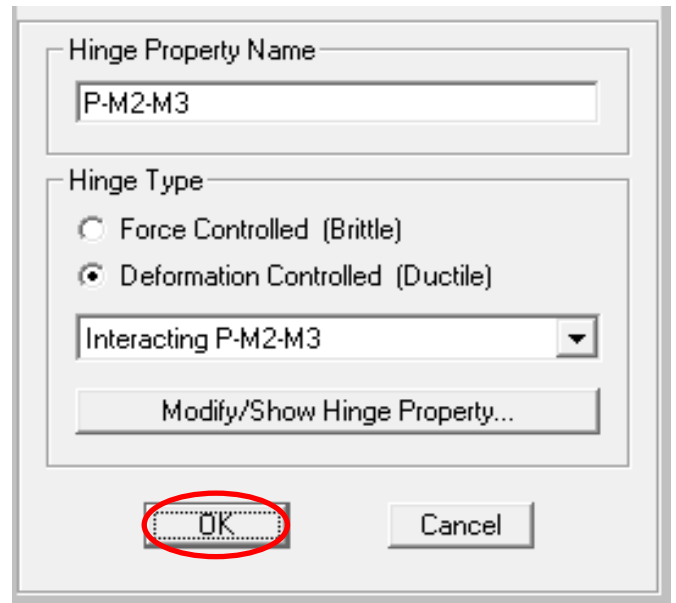


Figure VIII.9. Définition des rotules plastiques des poteaux (étape 1.2)

Frame Hinge Assignments

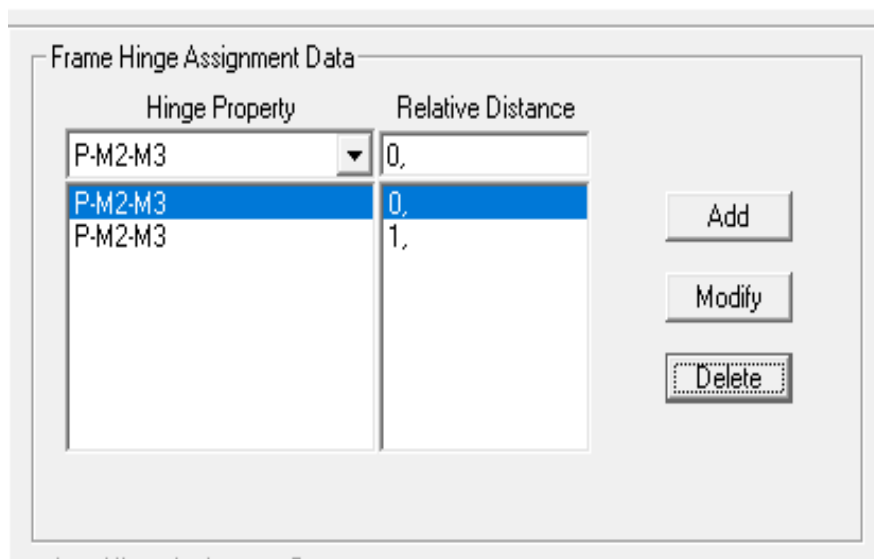
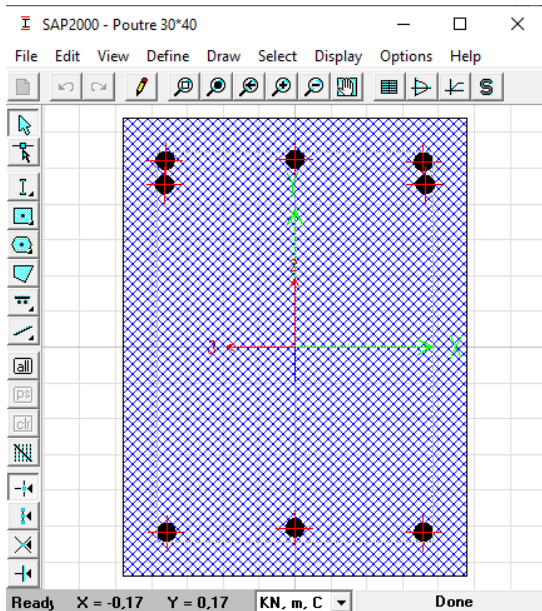


Figure VIII.10. Définition des rotules plastiques des poteaux (étape 2)

VIII.4.1.2. Les poutres :

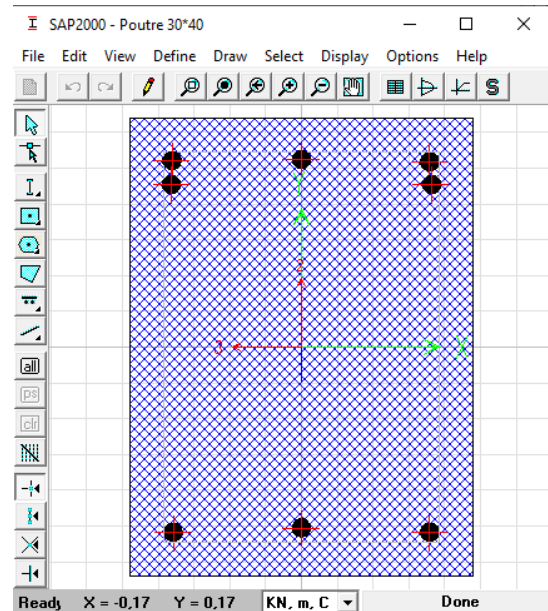
Define \Rightarrow Section properties \Rightarrow Frame sections \Rightarrow Add new property \Rightarrow Other \Rightarrow Section designer.

A. Dessin de ferrailage :



Sur appuis

Figure VIII.11. Dessin de ferrailage des poutres principales



Sur appuis

Figure VIII.12. Dessin de ferrailage des poutres secondaires

Remarque :

En mettre le ferrailage en appuis car l'analyse "**push-over**" il base sur la formation des rotules plastiques et les rotules plastiques situés dans la zone nodale (**Appuis**).

B. Introduction des rotules plastiques dans les poutres :

Pour introduire les rotules plastiques dans les poutres, on va suivre le cheminement suivant :

Etape 1 : Define \Rightarrow Section properties \Rightarrow Hinge properties

Etape 2 : Select \Rightarrow Frame section \Rightarrow Poutres \Rightarrow Assign \Rightarrow Frame \Rightarrow Hinges

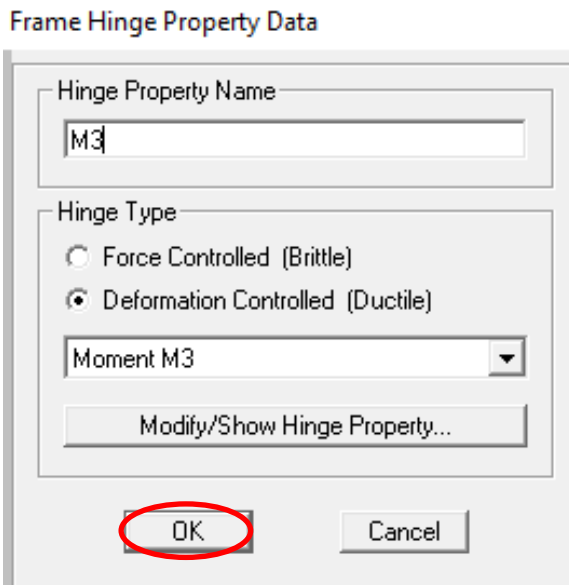


Figure VIII.13. Introduction des rotules plastiques des poutres (étape 1)

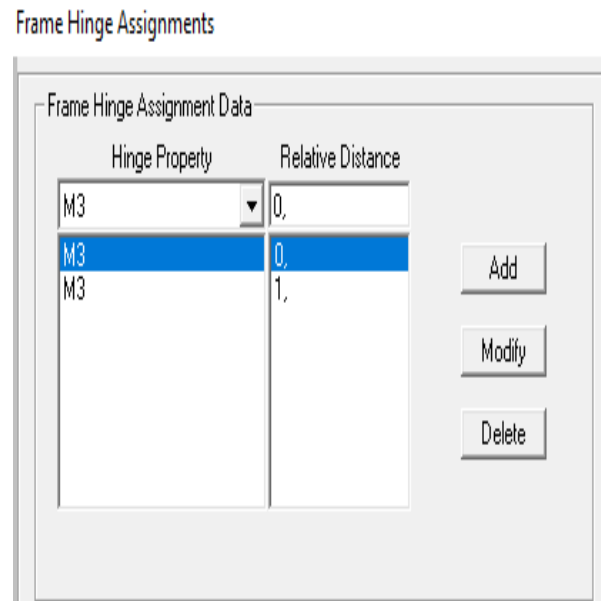


Figure VIII.14. Introduction des rotules plastiques des poutres (étape 2)

VIII.4.2. Définition du comportement non- linéaire des voiles :

Le comportement peut être défini en utilisant des rotules définies par l'utilisateur. Le "SAP2000" permet d'attribuer les rotules seulement aux éléments frames, et les propriétés des rotules peuvent être attribuées à n'importe quel endroit le long de l'élément.

Le problème se pose pour la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

En général nous avons deux méthodes :

- Le mur voile en béton armé est traité comme étant un poteau large et plat. Et la modélisation d'un mur voile en béton armé comme poteau large et plate (éléments frame). Dans cette méthode, le cisaillement principal (V2) est adopté comme le type de rotule plastique de murs voile en béton armé.
- Le mur voile est défini en utilisant la méthode intégrée dans le SAP avec l'option shell- layered / non linéaire, sans que les rotules soient attribuées.

Dans notre travail nous avons utilisé la deuxième méthode, c'est une approche qui permet une description précise de la réponse locale et globale du voile et donne des résultats plus proches à la réalité.

L'approche de modélisation adoptée est reliée directement à la réponse non linéaire globale au comportement des matériaux utilisés, dans notre structure nous avons le béton et l'acier.

VIII.4.2.1. Béton :

A. Modèle de mander du béton non confiné :

Le béton non confiné, est un béton qui n'a pas de renforcement transversal, ce qui, en réalité, est constitué de colonnes en béton non armé.

This dialog box defines the basic material properties for 'Unconfined concrete'. It includes fields for 'Material Name' (Unconfined concrete), 'Material Notes', and 'Options'. Under 'Options', there are dropdown menus for 'Material Type' (Concrete) and 'Directional Symmetry Type' (Isotropic), a 'Display Color' field (blue), and a checkbox for 'Material Properties are Temperature Dependent'. A 'Modify/Show...' button is located next to the material notes. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Modify/Show Material Properties...' button highlighted with a red circle.

Figure VIII.15. Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 1)

This dialog box provides advanced material property data for 'Unconfined concrete'. It includes fields for 'Material Name' (Unconfined concrete), 'Material Type' (Concrete), and 'Symmetry Type' (Isotropic). It also includes fields for 'Modulus of Elasticity' (E = 32164200), 'Poisson's Ratio' (U = 0.2), 'Coeff of Thermal Expansion' (A = 1.170E-05), and 'Shear Modulus' (G = 13401750). Under 'Weight and Mass', there are fields for 'Weight per Unit Volume' (25) and 'Mass per Unit Volume' (2.5493). Under 'Other Properties for Concrete Materials', there is a field for 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' (25000) and a checkbox for 'Lightweight Concrete'. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Nonlinear Material Data...' button highlighted with a red circle.

Figure VIII.16. Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 2)

This dialog box defines the stress-strain curve for 'Unconfined concrete'. It includes fields for 'Material Name' (Unconfined concrete) and 'Material Type' (Concrete). Under 'Hysteresis Type', there is a dropdown menu (Takeda). Under 'Drucker-Prager Parameters', there are fields for 'Friction Angle' (0) and 'Dilatational Angle' (0). Under 'Stress-Strain Curve Definition Options', there are radio buttons for 'Parametric' (selected) and 'User Defined', and a dropdown menu (Mander). A 'Convert To User Defined' button is also present. Under 'Parametric Strain Data', there are fields for 'Strain At Unconfined Compressive Strength, f_c' (2.000E-03), 'Ultimate Unconfined Strain Capacity' (5.000E-03), and 'Final Compression Slope (Multiplier on E)' (-0.1). At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Show Stress-Strain Plot...' button highlighted with a red circle.

Figure VIII.17. Définitions des lois de comportement du béton non confiné (étape 3)

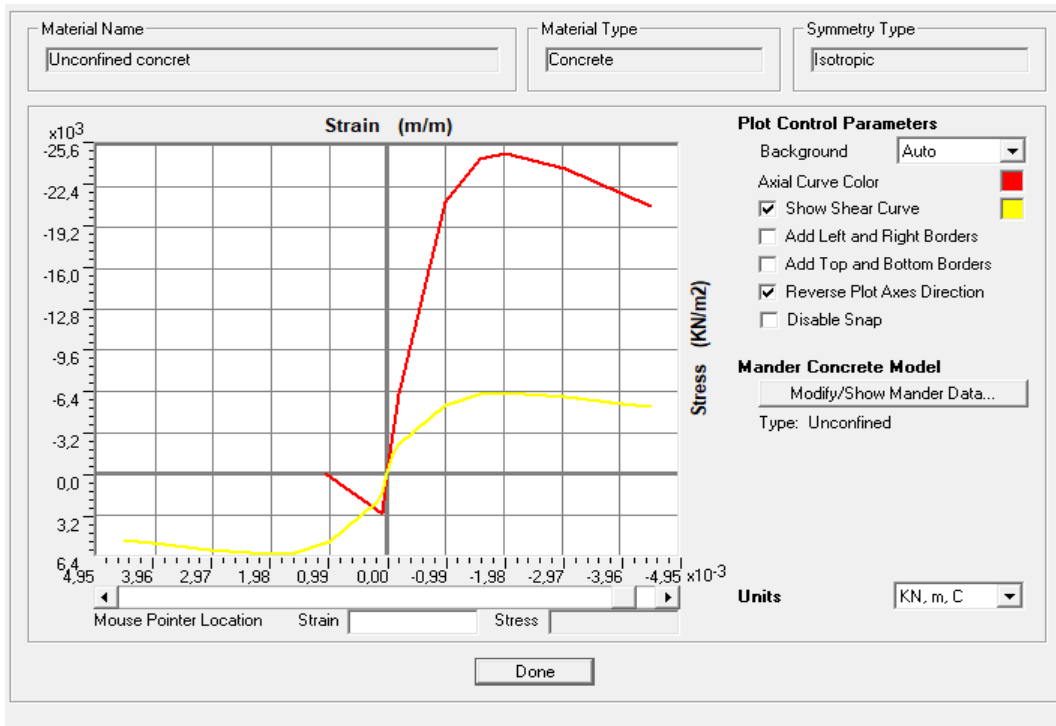


Figure VIII.18.Définition de loi de comportement du béton non confiné

B. Modèle de Mander du béton confiné :

C'est le béton d'un élément fortement comprimé soumis à une charge uni-axiale dont la résistance à la compression est améliorée par le renforcement des armatures transversales.

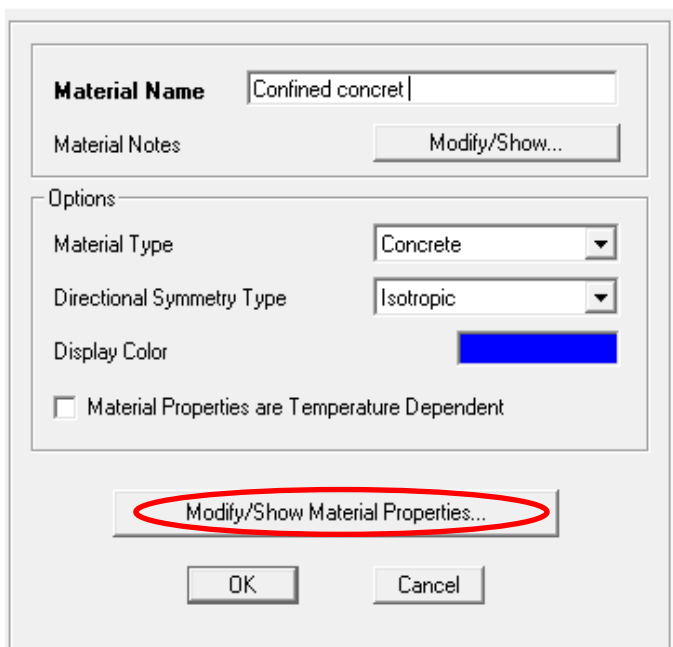


Figure VIII.19.Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 1)

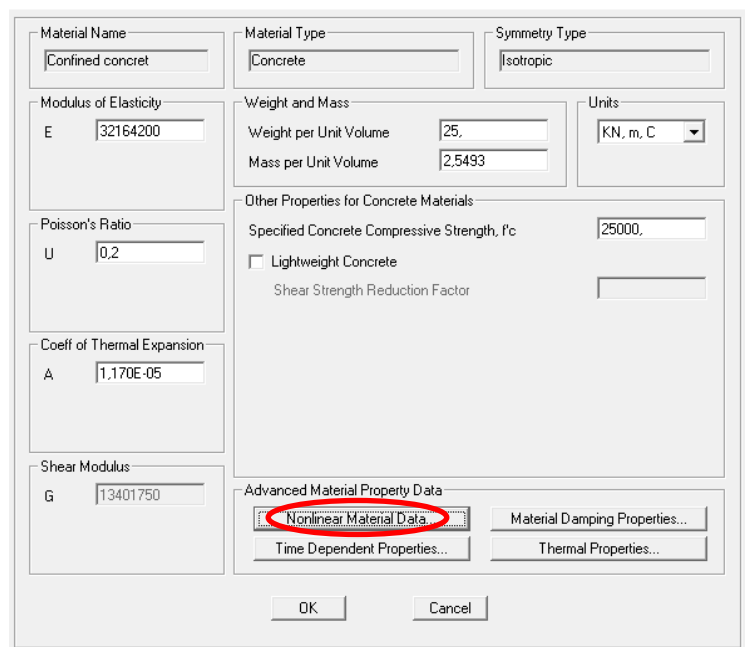


Figure VIII.20. Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 2)

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type: Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle: Units:

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric User Defined Mander

Parametric Strain Data: Strain At Unconfined Compressive Strength, f'_c : Ultimate Unconfined Strain Capacity: Final Compression Slope (Multiplier on E):

Figure VIII.21.Définitions des lois de comportement du béton confiné (étape 3)

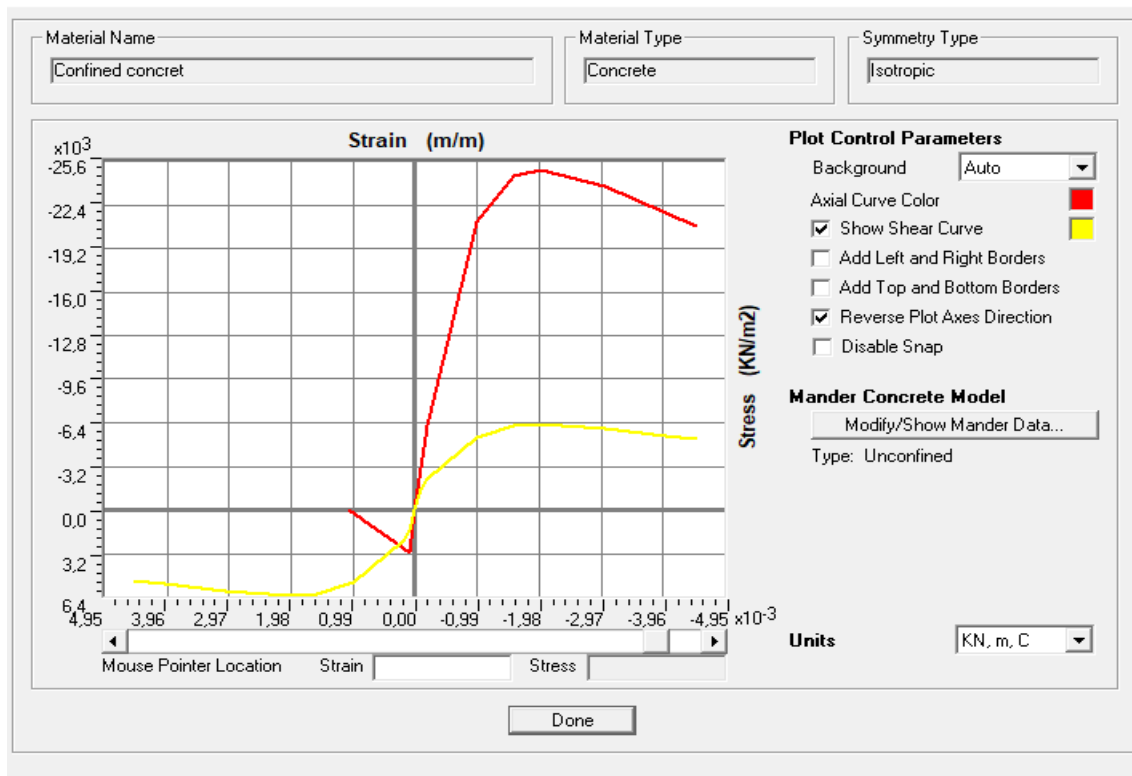


Figure VIII.22.Définition de loi de comportement du béton confiné

VIII.4.2.2. Lois de comportement de l'acier :

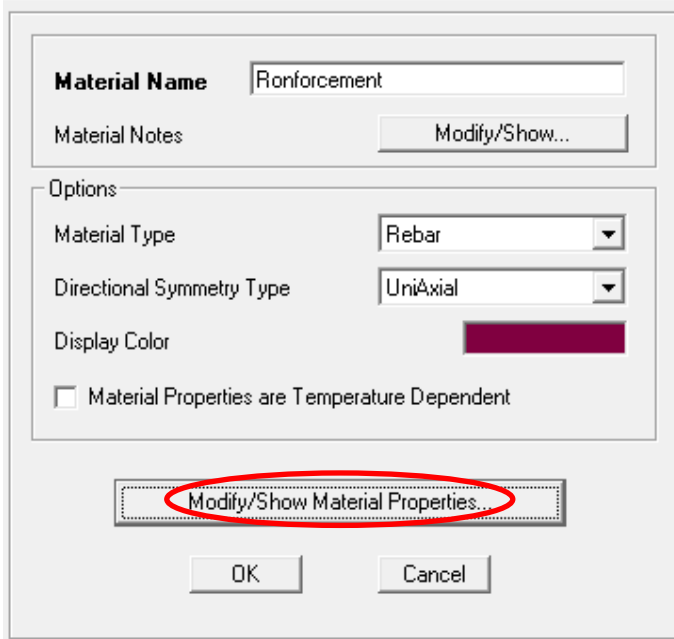


Figure VIII.24. Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 1)

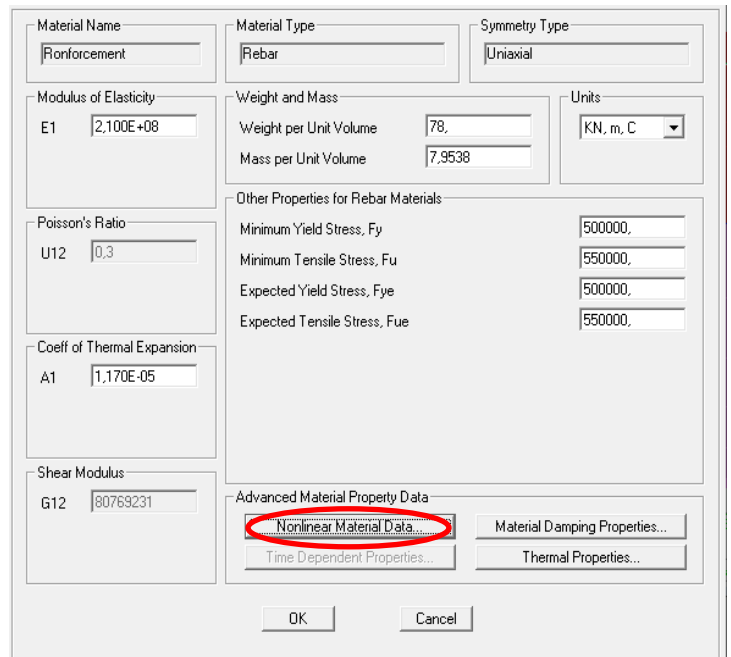


Figure VIII.23. Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 2)

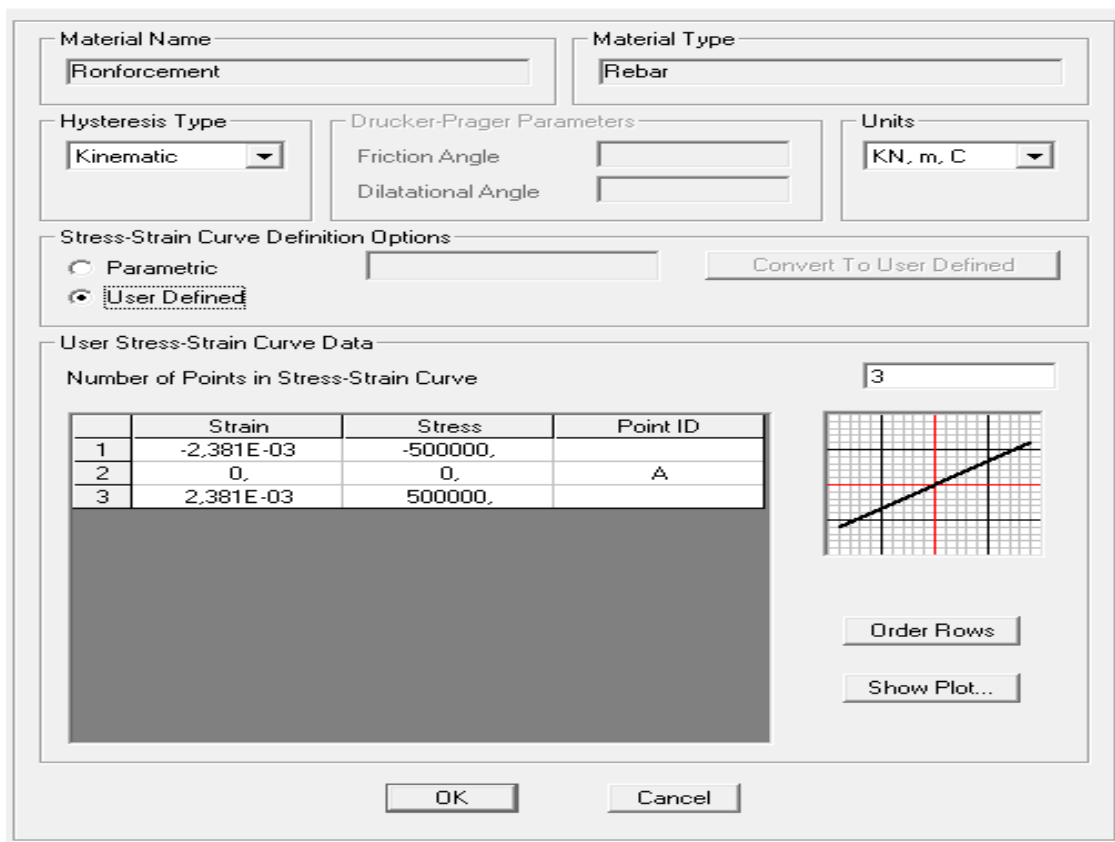


Figure VIII.25. Définitions des lois de comportement de l'acier (étape 3)

VIII.4.2.3. Définition de la loi de comportement des voiles sur SAP2000 V14 :

L'approche de modélisation adoptée est reliée directement à la réponse non linéaire globale au comportement des matériaux utilisés.

Dans notre structure nous avons défini les voiles comme un élément **Shell** avec un comportement non linéaire avec prise en charge du ferrailage déjà obtenue figure (VIII.26).

The screenshot shows the 'Layer Definition Data' dialog box in SAP2000. It contains a table with the following data:

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material S11	Material S22	Component S12	Behavior S12
ConcM	0,	0,15	Membrane	1	Unconfined con	0,	Linear	Nonline	Linear	
ConcM	0,	0,15	Membrane	1	Unconfined concret	0,	Linear	Nonlinear	Linear	
TopBar2M	0,043	0,001232	Membrane	1	Ronforcement	90,	Nonlinear	Inactive	Linear	
BotBar2M	-0,043	0,001232	Membrane	1	Ronforcement	90,	Nonlinear	Inactive	Linear	
ConcP	0,	0,15	Plate	2	Confined concret	0,	Linear	Linear	Linear	

Below the table, there are buttons for 'Quick Start', 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete'. The 'Section Name' is 'VOILE'. The 'Order Layers By Distance' section has 'Order Ascending' and 'Order Descending' buttons. The 'Calculated Layer Information' section shows: Number of Layers: 4, Total Section Thickness: 0,15, Sum of Layer Overlaps: 0,1549, Sum of Gaps Between Layers: 0. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

Figure VIII.26. Définitions du comportement non linéaire des voiles (avec ferrailage déjà calculé)

VIII.5. Définition du chargement de l'analyse push-over

L'analyse push-over est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé").

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure.

1. Sous charges gravitaires :

The screenshot shows a dialog box for defining a load case. The 'Load Case Name' is 'G PUSH'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. Under 'Analysis Type', 'Nonlinear' is selected. Under 'Geometric Nonlinearity Parameters', 'None' is selected. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table is as follows:

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

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are present. Other parameters include 'Load Application' (Full Load), 'Results Saved' (Final State Only), and 'Nonlinear Parameters' (Default). 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Figure VIII.27. Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over

2. Sous charges horizontales:

Sens x-x :

The screenshot shows a dialog box for defining a load case. The 'Load Case Name' is 'PUSH X-X'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected, with 'G PUSH' in the dropdown. Under 'Analysis Type', 'Nonlinear' is selected. Under 'Geometric Nonlinearity Parameters', 'None' is selected. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PX	1.
Load Pattern	PX	1.

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are present. Other parameters include 'Load Application' (Full Load), 'Results Saved' (Final State Only), and 'Nonlinear Parameters' (Default). 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Figure VIII.28. Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens x-x

Chapitre VIII : Modélisation et application de la méthode pushover

Le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de

$$l'ouvrage \Rightarrow D_{\text{cible}} = \frac{h}{25} = \frac{18.36}{25} = 0.7344\text{m}$$

The figure shows two dialog boxes side-by-side. The left dialog, titled 'Load Application Control', has three sections: 'Load Application Control' with radio buttons for 'Full Load' and 'Displacement Control' (selected); 'Control Displacement' with radio buttons for 'Use Conjugate Displacement' and 'Use Monitored Displacement' (selected), and a text field for 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' set to '0.7344'; and 'Monitored Displacement' with radio buttons for 'DOF' (selected) and 'Generalized Displacement', a dropdown for 'U1', and a text field for 'at Joint' set to '251'. The right dialog, titled 'Results Saved', has radio buttons for 'Final State Only' and 'Multiple States' (selected). Below, the 'For Each Stage' section has text fields for 'Minimum Number of Saved States' (10) and 'Maximum Number of Saved States' (100). A checked checkbox 'Save positive Displacement Increments Only' is at the bottom. Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure VIII.29.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens x-x(étape2)

Sens y-y :

The figure shows a large dialog box with several sections. 'Load Case Name' has a text field 'PUSH Y-Y' and a 'Set Def Name' button. 'Notes' has a 'Modify/Show...' button. 'Load Case Type' has a dropdown 'Static' and a 'Design...' button. 'Initial Conditions' has radio buttons for 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' and 'Continue from State at End of Nonlinear Case' (selected), with a dropdown 'G PUSH'. An 'Important Note' is present. 'Modal Load Case' has a dropdown 'MODAL'. 'Loads Applied' is a table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor', containing two rows with 'Load Pattern', 'PY', and '1.'. 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons are to the right. 'Analysis Type' has radio buttons for 'Linear', 'Nonlinear' (selected), and 'Nonlinear Staged Construction'. 'Geometric Nonlinearity Parameters' has radio buttons for 'None' (selected), 'P-Delta', and 'P-Delta plus Large Displacements'. 'Other Parameters' has three rows: 'Load Application' (Full Load), 'Results Saved' (Final State Only), and 'Nonlinear Parameters' (Default), each with a 'Modify/Show...' button. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Figure VIII.30.Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens y-y (étape 1)

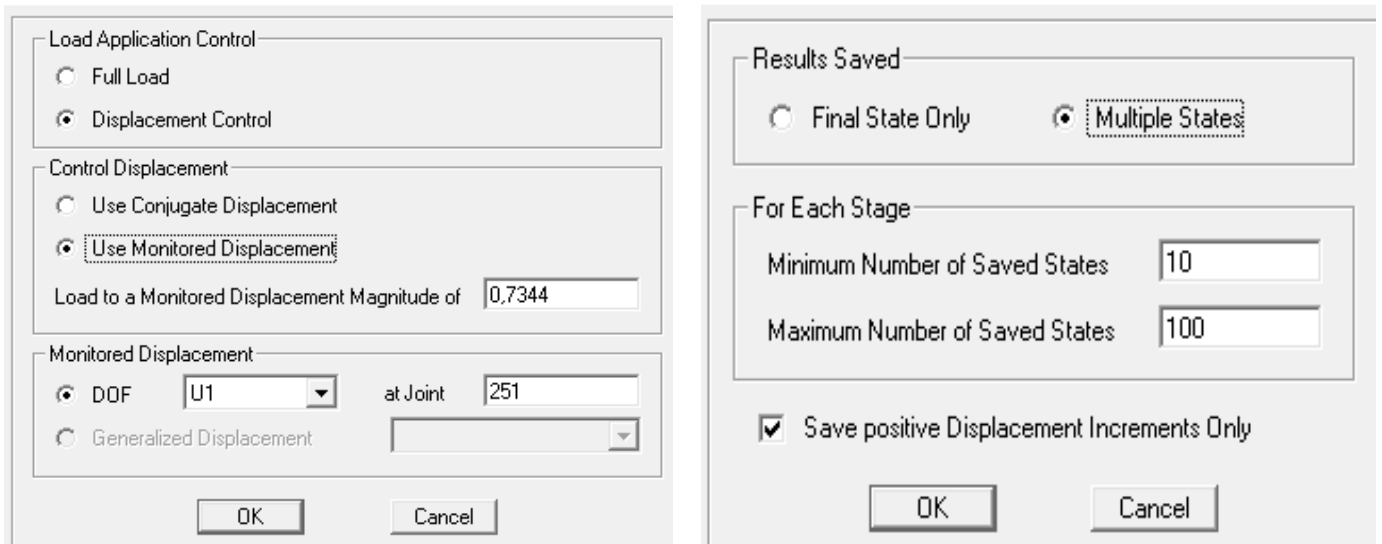


Figure VIII.31. Définition du chargement de l'analyse Push-over dans le sens y-y (étape 2)

VIII.6. Analyse statique non linéaire :

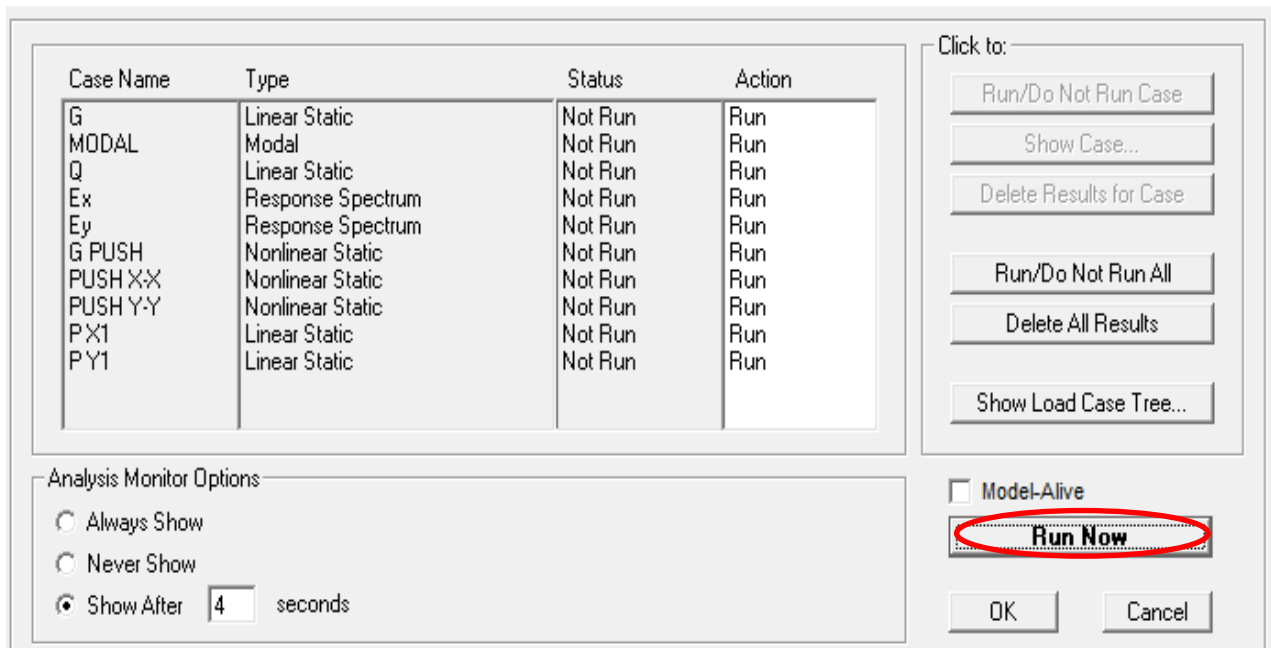


Figure VIII.32. Définir les cas de charge à exécuter

VIII.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté en détail la modélisation et l'application de la méthode push over et comment introduire les lois de comportement des matériaux (Béton / Acier), ainsi que les lois de comportement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles).

Les résultats de cette analyse seront présentés et interprétés dans le chapitre suivant (chapitre IX).