REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université .YAHIA FARES de MEDEA

Faculté de La Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Étude D'un Bâtiment D'habitation

En RDC+7 implanté à Alger (Zone III)

Réalisé par :

DOUAKH billel

LAIDOUDI Abdelkader

Dirigé par :

M^r^. KHELLADI Mohamed

co. Dirige par :

M^r^. KORTEBY ABDELKARIM

Promotion : joins 2017

Remerciement

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur Mr ***KHELLADI Mohamed*** *qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, pour leur Compréhension, leur patience, leur compétence, et leurs remarques qui nous ont été précieuses. Merci monsieur.*

Tenons à remercier également ***Mr KORTOBY Abdelkarim*** *pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère famille : mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix,

M'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mes amis de langue date spécialement qui ont partagés avec moi

Non seulement les bons moments mais aussi la formation

-A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil

2016 -2017 et je souhaite bonne continuation à tous.



DOUAKH BILLEL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère famille : mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix,

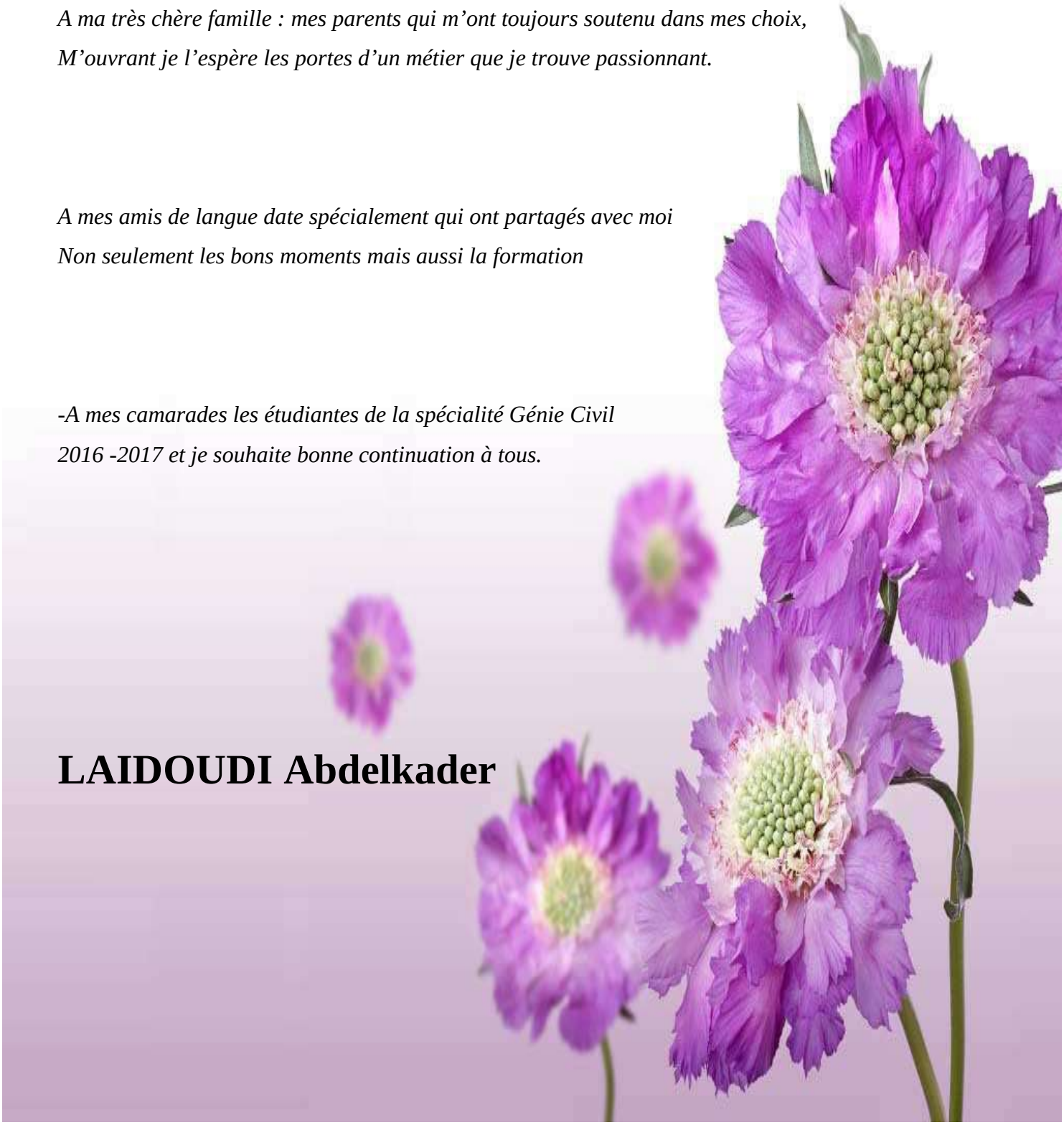
M'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mes amis de langue date spécialement qui ont partagés avec moi

Non seulement les bons moments mais aussi la formation

-A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil

2016 -2017 et je souhaite bonne continuation à tous.



LAIDOUDI Abdelkader

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي+ سبعة طوابق) والمقرر بنائها في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا 3.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .
قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «ETABS 2013» .
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (RDC + 7 étages) en béton armé à usage d'habitation implanté à Alger, cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de forte sismicité III.
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.
L'étude sismique a été menée suivant une analyse numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ETABS version 13»**.
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project involves study a building contains (ground + seven stories) by reinforced concrete for residential planned in Algiers, this region is classified as a high seismicity area III.
The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.
The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.
The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« ETABS version 13»**.
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Table des matières

1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE 28

1.1 Généralité 28

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 28

1.2.1 Dimensions 28

1.3 Ossature 28

1.3.1 Planchers : 28

1.3.2 Maçonnerie : 28

1.3.3 L'acrotère : 29

1.3.4 Escalier : 29

1.3.5 Revêtements : 29

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux : 29

1.5 Béton : 29

a. Caractéristiques du Béton : 29

i. Ciments : 29

ii. Granulats : 29

iii. Eau de gâchage : 30

iv. Dosage du béton : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b. Béton armé : 30

i. Résistance du béton : 30

ii. Résistance caractéristique à la compression : CBA 93 Art [A.2.1.1.1] 30

i. Résistance caractéristique à la traction : CBA 93 Art [A.2.1.1.2] 30

ii. Coefficient de POISSON (υ) : 31

iii. Module de déformation longitudinale : 31

1.5.2 Acier : 31

a. Types d'acier : 32

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.1] 32

1.6 Principe de calcul du CBA 93 : 32

1.6.1 E.L.U de résistance : CBA 93 Art [A.4.3.4.1] 32

a. Contrainte du béton en compression : 32

b. Contrainte ultime de cisaillement : 33

c. Contrainte limite de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.2] 33

1.6.2 A l'E.L. S : 34

a. E.L.S de compression de béton : 34

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier : 34

2. PRÉ - DIMENSIONNEMENT : 40

2.1 Les planchers : 40
2.1.1 Plancher à corps creux : 40
2.1.2 Dalle pleine : 41
a. Critère de résistance : 41
b. Sécurité contre l'incendie : 41
c. Condition d'isolation acoustique : ep ≥15 cm. 41
d. Conclusion : 41
2.2 Évaluation des charges et surcharges : 41
2.2.1 Maçonnerie : 41
a. Murs intérieurs (simples-cloisons) 41
b. Murs extérieurs (doubles-cloisons) 42
2.2.2 Les plancher : 42
a. Plancher terrasse 42
i. Charges permanentes : DTR.BC.22 42
ii. Surcharges d'exploitation DTR.BC.22 43
b. Plancher courant 43
i. Charges permanentes DTR.BC.22 43
ii. Surcharges d'exploitation DTR.BC.22 44
2.2.3 Dalle pleine : 44
a. Terrasse : 44
b. Étage : 45
2.3 Pré-dimensionnement des poutres : 46
2.3.1 Poutres : 46
2.3.2 Pré dimensionnement des poteaux : 47
a. Choix du poteau le plus sollicité : 47
b. Dimensions des poteaux : 47
c. Calcul de la longueur de flambement Lf : 47
d. Calcul de l'effort Nu 48
e. Détermination des charges et surcharges 49
f. Descente des charges : 49
i. Charges Permanente 50
ii. Charges d'exploitation : 50
iii. Effort normal de résistance : 51
g. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.4.1] 51
2.3.3 Pré dimensionnement des voiles 52
2.9.1 Pré dimensionnement des voiles : 52

3. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 54
3.1 Acrotère 54
3.1.1 Principe de calcul 54
3.1.2 Charges permanentes et d'exploitations 54
3.1.3 Calcul du ferraillage 55
a. A E L U 55
i. Calcul de l'excentricité 55
ii. Calcul du moment de flexion 55
iii. Calcul des armatures verticales 55
iv. Condition de non fragilité 56
v. Armatures de répartitions 56
vi. Espacement 56
b. Vérification a l'E.L. S 56
i. Données : 56
ii. Calcul de l'excentricité 56
3.1.4 Vérification de l'effort tranchant 57
3.2 Plancher a corps creux 58
3.2.1 Les poutrelles 58
a. Avant coulage 58
b. Après coulage : 60
i. Méthode de calcul 60
ii. Conditions d'application 60
iii. Evaluation des charges et surcharges 60
iv. Sollicitations de calcul par la « Méthode de FORFAITAIRE » : 62
v. Ferraillage des poutrelles 65
vi. Armatures transversales : 66
vii. Vérification de contrainte de cisaillement : 66
c. Vérifications préliminaires de la flèche : 66
i. Vérifications préliminaires 66
ii. Évaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D) 66
3.2.2 Ferraillage de la table de compression 67
3.3 Calcul des escaliers 68
3.3.1 Introduction 68
3.3.2 Pré-dimensionnement 68
3.3.3 Évaluation des charges et surcharges 69
a. Charges permanentes : 69

i. Palier : 69
ii. Paillasse : 70
b. Surcharge d'exploitation : 70
3.3.4 Détermination des sollicitations 70
3.3.5 Détermination des efforts : 70
a. A l'E.L. U : 70
b. État Limite de service : 71
c. Récapitulation : 71
3.3.6 Ferraillage de l'escalier 71
a. Armatures longitudinales 71
b. Les armatures de répartition 72
c. Condition de l'espacement : 72
d. Vérification de l'effort tranchant : 72
e. Vérification de la flèche : 73
3.3.7 Calcul de la poutre palière 73
a. Pré dimensionnement 73
b. Évaluation des charges 74
c. Calcul des efforts 74
i. À l'E.L.U : 74
ii. A l'E.L.S : 74
d. Calcul du ferraillage : 75
i. Armatures longitudinales : 75
ii. Vérification de l'effort tranchant : 75
iii. Vérification à l'E.L.S : 75
iv. Vérification de la flèche : 76
3.4 CALCUL DES DALLES PLEINES 77
3.4.1 Définition 77
3.4.2 Méthode de calcul 77
3.4.3 Principe de calcul 77
a. Travail externe : 77
b. Travail interne : 78
3.4.4 Expose de la méthode 78
a. Travail externe : 78
b. Travail interne 79
3.4.5 Calcul de ferraillage : 80
a. Ferraillage a L'ELU : 80

b. Vérification à l'E.L. S : 81
c. Condition d'espacement : 81
3.4.6 Vérifications préliminaires de la flèche : 81
3.4.7 Vérification au cisaillement : 82
4. E T U D E S I S M I Q U E 83
4.1 Introduction : 83
4.2 Choix de la méthode de calcul (§4.1 RPA99) 83
4.2.1 Méthodes utilisables (§4.1.1 RPA99) 83
4.2.2 4.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (§4.1.2 RPA99) 84
a. Régularité en plan : (§3.5.1.a RPA99) 84
b. Régularité en élévation : (§3.5.1.b RPA99) 86
4.3 Méthode dynamique modale spectrale: (§4.3 RPA99) 86
4.3.1 Principe : 86
4.3.2 Modélisation : 86
4.3.3 Vues de modélisation : 87
4.3.4 Spectre de réponse de calcul : (§4.3.3 RPA99) 88
a. Coefficient d'accélération A : [RPA99 version 2003 : Tab.4.1] 88
b. Facteur d'amplification dynamique moyen, ...89
i. facteur de correction d'amortissement η: 89
ii. Périodes caractéristiques : (Tableau 4.7 RPA99). 89
iii. Estimation de la période fondamentale de la structure (§4.2. RPA99): 89
c. Facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 RPA99). 90
d. Coefficient de pondération : (Tableau 4.5 RPA99). 90
e. Coefficient de comportement R : (Tableau 4.3 RPA99). 90
i. Vérification des forces verticales 90
ii. Conclusion : 91
4.4 Caractéristiques géométriques de la structure 91
4.4.1 Centre de masse 91
4.4.2 Centre de torsion 92
4.4.3 Excentricités théorique (statique) 93
4.5 Étude de la structure 94
4.5.1 Résultat de l'analyse dynamique 94
4.5.2 Vérification de comportement des trois premiers modes 94
4.5.3 Vérification de la participation massique 96
4.5.4 Vérification de force sismique à la base : 96
a. Calcul de la force sismique statique totale à la base [RPA99 version 2003 Art.4.2.3] 97

i. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D : 97
b. la force sismique dynamique modale totale à la base: 98
c. Vérification résultante des forces sismiques de calcul : 98
4.5.5 Effets de la torsion accidentelle (§4.3.7 RPA99) 98
4.5.6 Vérification de la stabilité au renversement (§4.4.1 RPA99) 98
a. Moment de renversement : 99
i. Suivant XX : 99
ii. Suivant YY 100
Moment de stabilité : 101
b. Vérification : 102
i. Suivant XX : 102
ii. suivant yy: 102
4.5.7 Justification vis à vis des déformations (§5.10. RPA99) 103
a. Suivant xx : 103
b. Suivant yy : 103
4.5.8 Calcul de joint [Art 5.8] 103
4.5.9 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (5.9 RPA99): 104
a. Calcul des déplacements $U_{x,y}$: 104
b. Calcul des poids Pk : 105
c. Calcul des déplacement relatifs Δk: 105
i. Suivant xx : 105
ii. Suivant yy : 105
d. calcul du ϑ: 106
i. Suivant xx : 106
ii. Suivant yy : 106
5. C A L C U L D E S E L E M E N T R E S I S T A N T S 107
5.1 Combinaison des charges : 107
5.1.1 Combinaisons exigées par le CBA93 : 107
a. État Limite Ultime ELU : 107
b. Etat Limite De Service ELS : 107
5.1.2 Combinaisons exigées par le RPA99v2003 : 107
5.2 Pièces courtes [2 :7.1.3.4] : 107
5.3 Ferraillage des poutres : 109
5.3.1 Détermination des armatures longitudinales : 109
a. Recommandations règlementaires : 109
i. Recommandation du CBA93 : 109

ii. Recommandation du RPA99 version 2003 :.....109
iii. Moments à considérer :.....109
iv. Détermination des armatures à l'ELU et l'ELA de résistance :.....109
b. moment de calcul :.....110
i. Poutre principales 30x40 :.....110
ii. Poutre secondaire 30x30 :.....111
c. Calcul des armatures longitudinales.....111
i. Poutres principales 30x40 :.....111
ii. Poutres secondaires 30x30 :.....112
d. Vérification à l'ELS :.....112
e. Résume :.....113
i. Poutre secondaire 30x40 :.....113
ii. Poutre secondaire 30x30 :.....113
5.3.2 Armatures transversales :.....114
a. Recommandations des règlements :.....114
i. selon le CBA93 [1 :A.5.1 &A.5.2] :.....114
ii. Selon le RPA 99 version 2003 :.....114
iii. Calcul des armatures transversales :.....115
b. Application des recommandations réglementaires :.....115
i. Selon le CBA93 :.....115
ii. Selon le RPA 99 version 2003 :.....117
5.3.3 Vérifications de la flèche des poutres principales :.....117
a. Vérifications préliminaires :.....117
5.3.4 Vérifications de la flèche des poutres secondaires :.....118
a. Vérifications préliminaires :.....118
5.4 Ferraillage des poteaux :.....118
5.4.1 L'effort normal réduit à la base (7.4.3RPA99):.....118
5.4.2 Détermination des armatures longitudinales :.....119
a. Recommandations des règlements :.....119
i. Selon le CBA :.....119
ii. Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1].....119
iii. État limite de stabilité de forme :.....120
iv. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :.....121
v. Vérification des contraintes à l'ELS :.....121
b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :.....121
i. 1er cas : Influence du moment :.....121

ii. 2eme cas : Influence de l'effort normal : 122
iii. 3eme cas : Effort normal minimum : 122
c. Calcul pour le 1er cas : N_{max}+M_{cor} : 122
i. Effort de calcul : 122
ii. Calcul suivant l'axe local 2-2 : 123
iii. Calcul suivant l'axe local 3-3 : 124
d. Calcul pour le 2e cas : N_{min}+M_{cor} : 124
i. effort de calcul : 124
ii. Calcul suivant l'axe local 2-2 : 125
iii. Calcul suivant l'axe local 3-3 : 125
e. Calcul pour le 3eme cas : M_{2max} + N_{cor} : 126
i. Effort de calcul : 126
ii. calcul suivant l'axe local 2-2 : 126
iii. calcul suivant l'axe local 3-3 : 127
f. calcul pour le 4eme cas : M_{3max} + N_{cor} : 128
i. efforts de calcul : 128
ii. calcul suivant l'axe local 2-2 : 128
iii. calcul suivant l'axe local 3-3 : 129
g. Résumé : 129
i. résumé suivant l'axe local 2-2 : 129
ii. Résumé Suivant l'axe local 3-3 : 130
iii. résumé total : 130
5.4.3 Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU : 131
a. Recommandations règlementaires 131
i. Calcul de la contrainte de cisaillement τu : 131
ii. Selon le CBA93 : 131
iii. Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2] : 131
b. Vérifications des contraintes tangentielles : 132
i. Vérification suivant CBA : 132
ii. Vérification suivant RPA : 132
5.4.4 Détermination des armatures transversales 132
a. Calcul des armatures transversales : 132
i. Selon le CBA93 : 133
ii. Selon le RPA99 version 2003 : 133
b. Application des recommandations : 134
i. Selon le CBA93 : 134

ii. Selon le RPA99 : 136
5.5 Ferraillage des trumeaux : 137
5.5.1 Recommandations règlementaires : 137
a. Selon le CBA : 137
b. Selon le RPA 99 version 2003[2 :7.7.4] : 137
5.5.2 Repérage des trumeaux des voiles du modèle : 138
5.5.3 Vérification des contraintes tangentielles : 140
5.5.4 Les armatures verticales des trumeaux : 144
a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : 144
b. Principe 144
c. Calcul des armatures verticales 145
i. Trumeaux P01 + P08 : 145
i. Trumeaux P03 +P 06 + P10 + P13 : 146
ii. Trumeau P16 + P17 : 147
iii. Trumeau P15 + P18 : 148
5.5.5 Les armatures horizontales : 149
b. Minimum réglementaire : 149
c. Calcul des armatures horizontales du trumeau P01+08 : 149
i. Selon le CBA93 : 149
ii. Selon le RPA99 : 150
d. Calcul des armatures horizontales du trumeau P02+07+09+14 : 151
i. Selon le CBA93 : 151
ii. Selon le RPA99 : 152
e. Calcul des armatures horizontales du trumeau P03+06+10+13 : 152
i. Selon le CBA93 : 152
ii. Selon le RPA99 : 153
f. Calcul des armatures horizontales du trumeau P04+05+11+12 : 153
i. Selon le CBA93 : 153
ii. Selon le RPA99 : 154
g. Calcul des armatures horizontales du trumeau P15+18 : 155
i. Selon le CBA93 : 155
Selon le RPA99 : 156
h. Calcul des armatures horizontales du trumeau P16+17 : 156
i. Selon le CBA93 : 156
ii. Selon le RPA99 : 157
5.6 Calcul des linteaux : 158

5.6.1 Recommandations réglementaires.....158
5.6.2 Repérage des linteaux :.....160
5.6.3 Vérification des contraintes tangentielles :.....162
5.6.4 Calcul des armatures diagonales :.....162
5.6.5 Calcul des armatures longitudinales :.....163
5.6.6 Calcul des armatures de peau :.....163
5.6.7 Calcul des armatures transversales :.....163
6. CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRA-STRUCTURE.....165
Importance de l'étude des Fondations :.....165
Élément de base à déterminer :.....165
Choix du type de la fondation :.....165
Conclusion :.....166
Reconnaissance du lieu & du sol......166
6.1 Conception des fondations :.....166
6.1.1 Rappel théorique Diagramme des contraintes:.....166
6.1.2 Calcul en semelles isolées (vérification des contraintes) :.....168
6.1.3 Semelles filantes :.....169
a. Essais suivant le sens transversal du bloc :.....170
b. essais suivant le sens longitudinal du bloc :.....171
i. On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes 1+9 :.....171
ii. On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes 3+7 :.....172
6.1.4 Semelles filantes croisées :.....173
a. Suivant le sens transversal du bloc :.....173
b. Suivant le sens longitudinal du bloc :.....175
6.1.5 Conception finale :.....176
6.2 Calcul du radier......176
6.2.1 Ferraillage des nervures.....176
a. Pré-dimensionnements des nervures :.....176
Sens.....176
***l** [m]*.....176
h adaptée [m].....176
b adaptée [m].....176
Longitudinale.....176
3.35.....176
0.45.....176
0.45.....176

Transversal.....176
4.30.....176
0.65.....176
0.45.....176
b. Vérification du Poinçonnement.....176
a. Repérage des nervures :.....178
i. Nervures de 45x60 :.....178
ii. Nervures de 45x45 :.....178
b. Calcul du ferraillage longitudinal :.....179
i. Nervure 45x45 :.....179
ii. Nervure 45x60 :.....179
c. Vérification des contraintes :.....180
i. Nervure 45x45.....180
ii. Nervure 45x60 :.....181
d. Calcul des armatures transversales :.....182
i. Selon le CBA93 :.....182
ii. Selon le RPA 99 version 2003 :.....183
e. Vérifications de la flèche des nervures 45x60 :.....184
i. Vérifications préliminaires :.....184
ii. Vérification rigoureuse :.....185
f. Vérifications de la flèche des nervures 45x45 :.....187
i. Vérifications préliminaires :.....187
6.2.2 Pré-dimensionnements du radier :.....188
6.2.3 Vérification des contraintes sous radier :.....188
6.2.4 Chargements statiques du radier :.....189
6.2.5 Ferraillage du radier :.....190
g. Principe :.....190
h. Diagramme des moments :.....191
i. Ferraillage du radier :.....193
j. Vérification des contraintes :.....194
k. Vérification de la flèche :.....195
l. Vérification du cisaillement :.....197
6.3 Étude du voile périphérique-:.....198

SOMMAIRE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 dimensions du Bloc....28
Tableau 1. 2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances....32
Tableau 1. 3 Charge permanente de la dalle d'étage....45

Tableau 2. 1 charges permanentes du mur simple cloison....41
Tableau 2. 2 charges permanentes du mur double cloison....42
Tableau 2. 3charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)....42
Tableau 2. 4charges permanentes du plancher courant (corps creux)....43
Tableau 2. 5 Charge permanente terrasse....44
Tableau 2. 6 pré-dimensionnement des poutres....47
Tableau 2. 7 pré-dimensionnement des poteaux....47
Tableau 2. 8 détermination de la longueur de flambement....48
Tableau 2. 9 calcule de **Nu**....49
Tableau 2. 10 calcule de charges permanentes....50
Tableau 2. 11 Tableau des charges d'exploitation....51
Tableau 2. 12 Tableau de vérification....51
Tableau 2. 13 vérifications de coffrage des poteaux....51
Tableau 2. 14 Détermination des sections des voiles.....52

Tableau 3. 1 Les charges statiques....54
Tableau 3. 2 Les efforts....54
Tableau 3. 3 Les données....55
Tableau 3. 4 les charges de la poutrelle avant collage....59
Tableau 3. 5 Calcul des moments....59
Tableau 3. 6 Vérification de la flèche....60
Tableau 3. 7 Action de calcul des poutrelles après coulage....61
Tableau 3. 8 Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU....62
Tableau 3. 9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à L'ELS....62
Tableau 3. 10 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....63
Tableau 3. 11 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....63
Tableau 3. 12 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....63
Tableau 3. 13Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....64
Tableau 3. 14 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 09 travées à l'ELU....64
Tableau 3. 15 Tableau des moments du 4er type des poutrelles à l'ELS....64
Tableau 3. 16 Récapitulation des efforts internes....65
Tableau 3. 17 calcul des armatures....65
Tableau 3. 18 récapitulation....66
Tableau 3. 19 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement....66
Tableau 3. 20 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles....66
Tableau 3. 21Charges permanentes du palier de repos de l'escalier....69
Tableau 3. 22 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier....70
Tableau 3. 23 Combinaison des charges de l'escalier....70
Tableau 3. 24 récapitulatif....71
Tableau 3. 25 données de calcul....71
Tableau 3. 26 calcul des armatures....72
Tableau 3. 27 calcul Les armatures de répartition....72
Tableau 3. 28 calcul de l'espacement....72
Tableau 3. 29 récapitulation des résultats....73
Tableau 3. 30 pré-dimensionnement de la poutre palière....74
Tableau 3. 31 données de calcul....75
Tableau 3. 32 Calcul du ferraillage de la poutre palière....75

Tableau 3. 33 75
Tableau 3. 34 Vérification à l'E.L.S 76
Tableau 3. 35 Les actions sur la dalle.....77
Tableau 3. 36 les valeurs du travail externe 78
Tableau 3. 37 les valeurs du travail interne 79
Tableau 3. 38 Résultats des moments.....79
Tableau 3. 39 données de calcul 80
Tableau 3. 40 Calcul des sections de la dalle pleine.....80
Tableau 3. 41 Vérification à l'E.L. S.....81
Tableau 3. 42 Vérification au cisaillement 82

Tableau 4. 1 Nomenclatures des étages.....83
Tableau 4. 2 Calcul des excentricités 85
Tableau 4. 3 Coefficient d'accélération de zone A.....88
Tableau 4. 4 facteur de qualité Q.....90
Tableau 4. 5 Charges verticales revenant aux poteaux et aux voiles.....90
Tableau 4. 6 Centre de masse 92
Tableau 4. 7 Centre de torsion.....93
Tableau 4. 8 Excentricités.....93
Tableau 4. 9 comportement des trois premiers modes 94
Tableau 4. 10 La participation massique 96
Tableau 4. 11 Calcul de la force sismique.....97
Tableau 4. 12 Forces sismiques à la base 98
Tableau 4. 13 vérification résultante des forces sismiques de calcul 98
Tableau 4. 14 Moment de renversement suivant XX 99
Tableau 4. 15 Moment de renversement suivant YY 100
Tableau 4. 16 Calcul de moment de stabilité suivant x,y 101
Tableau 4. 17 Récapitulation des moments stabilisants et de renversement suivant XX.....102
Tableau 4. 18 Récapitulation des moments stabilisants et de renversement suivant YY.....102
Tableau 4. 19 Justification des déformations suivant XX 103
Tableau 4. 20 Justification des déformations suivant YY 103
Tableau 4. 21 Calcul des déplacements.....104
Tableau 4. 22 Calcul des poids.....105
Tableau 4. 23 Calcul des déplacements suivant XX.....105
Tableau 4. 24 Calcul des déplacements suivant YY.....105
Tableau 4. 25 Vérification de l'effet PΔ suivant XX.....106
Tableau 4. 26 Vérification de l'effet PΔ suivant YY.....106

Tableau 5. 1 Récapitulation des moments agissant sur les poutres principales 30x40.....110
Tableau 5. 2 Récapitulation des moments agissant sur les poutres secondaires 30x30 111
Tableau 5. 3Calcul du ferraillage longitudinal des poutres principales 30x40 (1/2).....111
Tableau 5. 4Calcul du ferraillage longitudinal des poutres principales 30x40 (2/2).....111
Tableau 5. 5 Calcul du ferraillage longitudinal des poutres secondaires 30x30 (1/2).....112
Tableau 5. 6 Calcul du ferraillage longitudinal des poutres secondaires 30x30 (2/2).....112
Tableau 5. 7 Vérification des contraintes normales à l'ELS (1/2) 112
Tableau 5. 8 Vérification des contraintes normales à l'ELS (2/2) 112
Tableau 5. 9 Récapitulation du ferraillage longitudinales des poutres principales 30x40 113
Tableau 5. 10 *Récapitulation du ferraillage longitudinales des poutres secondaires 30x30*.....113
Tableau 5. 11 *Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU*.....115
Tableau 5. 12 Vérification des diamètres 115
Tableau 5. 13 *Vérification des espacements en zone courante* 115
Tableau 5. 14 Vérification des espacements en zone nodale.....115
Tableau 5. 15 Vérification armatures transversales à l'ELU (1/2).....116

Tableau 5. 16 Vérification armatures transversales à l'ELU (2/2) 116
Tableau 5. 17 *Vérification armatures transversales à l'ELA (1/3)* 116
Tableau 5. 18 Vérification armatures transversales à l'ELA (2/3) 116
Tableau 5. 19 Vérification armatures transversales à l'ELA (3/3) 116
Tableau 5. 20 Vérification armatures longitudinales 116
Tableau 5. 21 Vérification armatures longitudinales selon le RPA (1/2) 117
Tableau 5. 22Vérification armatures longitudinales selon le RPA (2/2) 117
Tableau 5. 23 1ère vérification préliminaire de la flèche des poutres principales 117
Tableau 5. 24 2e vérification préliminaire de la flèche des poutres principales 117
Tableau 5. 25 3e vérification préliminaire de la flèche des poutres principales 117
Tableau 5. 26 1ère vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires 118
Tableau 5. 27 2è vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires 118
Tableau 5. 28 3è vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires 118
Tableau 5. 29 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux 119
Tableau 5. 30 Effort de calcul du 1er cas 123
Tableau 5. 31 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 1er cas (1/2) 123
Tableau 5. 32 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 1er cas (2/2) 123
Tableau 5. 33 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 1er cas (1/2) 124
Tableau 5. 34 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 1er cas (2/2) 124
Tableau 5. 35 Effort de calcul du 2e cas 124
Tableau 5. 36 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 2e cas (1/2) 125
Tableau 5. 37 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 2e cas (2/2) 125
Tableau 5. 38 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 2e cas (1/2) 125
Tableau 5. 39 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 2e cas (2/2) 126
Tableau 5. 40 Effort de calcul du 3r cas 126
Tableau 5. 41 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (1/2) 126
Tableau 5. 42 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (2/2) 127
Tableau 5. 43 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 3e cas (1/2) 127
Tableau 5. 44 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 3e cas (2/2) 127
Tableau 5. 45 Effort de calcul du 4r cas 128
Tableau 5. 46 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 4e cas (1/2) 128
Tableau 5. 47 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (2/2) 128
Tableau 5. 48 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 4e cas (1/2) 129
Tableau 5. 49 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 4e cas (2/2) 129
Tableau 5. 50 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 2-2 (1/2) 129
Tableau 5. 51 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 2-2 (2/2) 129
Tableau 5. 52 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 3-3 (1/2) 130
Tableau 5. 53 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 3-3 (2/2) 130
Tableau 5. 54 Récapitulation du ferraillage longitudinal des poteaux 130
Tableau 5. 55 Vérifications des contraintes tangentielles suivant CBA 132
Tableau 5. 56 Vérifications des contraintes tangentielles suivant RPA 132
Tableau 5. 57 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 132
Tableau 5. 58 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 2-2 (1/2) 134
Tableau 5. 59 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 2-2 (2/2) 134
Tableau 5. 60 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 3-3 (1/2) 134
Tableau 5. 61 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 3-3 (2/2) 134
Tableau 5. 62 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELA suivant 2-2 (1/2) 134
Tableau 5. 63 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 2-2 (2/2) 135
Tableau 5. 64 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 3-3 (1/2) 135
Tableau 5. 65 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 3-3 (2/2) 135
Tableau 5. 66 Vérification des St selon le CBA 135
Tableau 5. 67 Vérification des armatures transversales selon le CBA 135
Tableau 5. 68 Vérification des armatures transversales suivant 2-2 selon le RPA (1/2) 136

Tableau 5. 69 Vérification des armatures transversales suivant 2-2 selon le RPA (2/2).....136
Tableau 5. 70 Vérification des armatures transversales suivant 3-3 selon le RPA (1/2).....136
Tableau 5. 71 Vérification des armatures transversales suivant 3-3 selon le RPA (2/2).....136
Tableau 5. 72 Vérification des contraintes tangentielles des trumeaux.....143
Tableau 5. 73 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (1/3).....145
Tableau 5. 74 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (2/3).....145
Tableau 5. 75 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (3/3).....145
Tableau 5. 76 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (1/3).....146
Tableau 5. 77 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (2/3).....146
Tableau 5. 78 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (3/3).....146
Tableau 5. 79 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (1/3).....147
Tableau 5. 80 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (2/3).....147
Tableau 5. 81 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (3/3).....147
Tableau 5. 82 Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (1/3).....148
Tableau 5. 83Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (2/3).....148
Tableau 5. 84 Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (3/3).....148
Tableau 5. 85 Calcul Les armatures horizontales minimales 149
Tableau 5. 86 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELU *(1/2)* 149
Tableau 5. 87 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELU *(2/2)* 149
Tableau 5. 88 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELA 1/2) 150
Tableau 5. 89 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELA *(2/2)* 150
Tableau 5. 90 Vérification des St des trumeaux P01+P08 150
Tableau 5. 91 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08.....150
Tableau 5. 92 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le PRA à ELA *(1/2)* 150
Tableau 5. 93 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le PRA à ELA *(2/2)* 150
Tableau 5. 94 Vérification *Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA à ELU (1/2)*.....151
Tableau 5. 95 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA *à ELU* (2/2).....151
Tableau 5. 96 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA à ELA (1/2).....151
Tableau 5. 97 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA *à ELA* (2/2) 151
Tableau 5. 98 Vérification des St des trumeaux P02+P07+P09+P14 151
Tableau 5. 99 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14.....151
Tableau 5. 100 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le PRA *à ELA* (1/2) 152
Tableau 5. 101 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le PRA *à ELA* (2/2) 152
Tableau 5. 102 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELU* (1/2).....152
Tableau 5. 103 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELU* (2/2).....152
Tableau 5. 104 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELA* (1/2) 152
Tableau 5. 105 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA à ELA (2/2).....152

Tableau 5. 106 Vérification des St des trumeaux P03+P06+P10+P13 153
Tableau 5. 107 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13.....153
Tableau 5. 108 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le PRA *à ELA* (1/2) 153
Tableau 5. 109 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le PRA *à* ELA (2/2).....153
Tableau 5. 110 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELU (1/2).....153
Tableau 5. 111 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELU (2/2).....153
Tableau 5. 112 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELA (1/2).....154
Tableau 5. 113 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELA (2/2).....154
Tableau 5. 114 Vérification des St des trumeaux P04+P05+P11+P12 154
Tableau 5. 115 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12.....154
Tableau 5. 116 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12selon le PRA *à* ELA (1/2).....154
Tableau 5. 117 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12selon le PRA *à* ELA (2/2).....154
Tableau 5. 118 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELU *(*1/2) 155
Tableau 5. 119 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELU (2/2) 155
Tableau 5. 120 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELA (1/2) 155
Tableau 5. 121 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELA (2/2) 155
Tableau 5. 122 Vérification des St des trumeaux P15+P18 155
Tableau 5. 123 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18.....155
Tableau 5. 124 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 le PRA à ELA (1/2)....156
Tableau 5. 125 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 le PRA à ELA (2/2)....156
Tableau 5. 126 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELU (1/2) 156
Tableau 5. 127 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELU (2/2) 156
Tableau 5. 128 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELA (1/2) 156
Tableau 5. 129 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELA (2/2) 156
Tableau 5. 130 Vérification des St des trumeaux P16+P17 156
Tableau 5. 131 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17.....157
Tableau 5. 132 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 le PRA à ELA (1/2)....157
Tableau 5. 133 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 le PRA à ELA (2/2)....157
Tableau 5. 134 Vérification des contraintes tangentielles des linteaux.....162
Tableau 5. 135 Calcul des armatures diagonales des linteaux (1/2).....162
Tableau 5. 136 Calcul des armatures diagonales des linteaux (2/2).....162
Tableau 5. 137 Calcul des armatures longitudinales des linteaux.....163
Tableau 5. 138 Calcul des armatures de peau des linteaux 163
Tableau 5. 139 Calcul des armatures transversales des linteaux(1/2) 163
Tableau 5. 140 Calcul des armatures transversales des linteaux(2/2) 164

Tableau 6. 2 Pré-dimensionnements des nervures.....176

Tableau 6. 3 ferraillage longitudinal des nervures 45x45 en appui.....179
Tableau 6. 4 ferraillage longitudinal des nervures 45x45 en traveé.....179
Tableau 6. 5 ferraillage longitudinal des nervures 45x60 en appui.....179
Tableau 6. 6 ferraillage longitudinal des nervure 45x60 en travée.....179
Tableau 6. 7 vérification des contraintes tangentielles des nervures.....182
Tableau 6. 8 vérification des diamètres maximales nervures.....182
Tableau 6. 9 vérification dés L'espacements en zone courante des nervures.....183
Tableau 6. 10 vérification dès L'espacements en zone nodale des nervures.....183
Tableau 6. 11 Vérification des armatures transversale des nervures (1/2).....183
Tableau 6. 12 Vérification des armatures transversale des nervures (2/2).....183
Tableau 6. 13 Vérification des armatures longitudinale des nervures.....183
Tableau 6. 14 Vérification des armatures transversale des nervures selon RPA (1/2).....183
Tableau 6. 15 Vérification des armatures transversale des nervures selon RPA (2/2).....184
Tableau 6. 16 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (1/3).....184
Tableau 6. 17 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (2/3).....184
Tableau 6. 18 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (3/3).....184
Tableau 6. 19 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (1/3).....187
Tableau 6. 20 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (2/3).....187
Tableau 6. 21 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (3/3).....187
Tableau 6. 1 Chargement statiques du radier.....189
Tableau 6. 22 Ferraillage du radier.....193
Tableau 6. 23 vérification du cisaillement.....197

SOMMAIRE DES FIGURES

Figure 1. 1Éprouvette normalisée (16×32) 31
Figure 1. 2 Diagramme contrainte déformation du béton 33
Figure 1. 3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier 33

Figure 2. 1 Dimensionnement de plancher à corps creux 40
Figure 2. 2 Simple et double cloisons 42
Figure 2. 3 Composants d'un plancher terrasse 43
Figure 2. 4 Plancher à corps creux 44
Figure 2. 5 Dimensions du corps creux 44
Figure 2. 6 composants de la dalle de terrasse 45
Figure 2. 7 Composants de la dalle d'étage 45
Figure 2. 8 Dimensionnement de la poutre 46
Figure 2. 9 Section nette du poteaux 48
Figure 2. 10 représentation du poteau le plus sollicite 49
Figure 2. 11 Coupe de voile en plan 52
Figure 2. 12 Coupe de voile en plan (gauche) et Voile en 3D (droite) 53

Figure 3. 1 Schéma statique de l'acrotère 54
Figure 3. 2 Ferraillage de l'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 3. 3 schématisation de la poutrelle avant coulage 59
Figure 3. 4 choix de disposition des étaiements 59
Figure 3. 5 Schéma statique des poutrelles à deux travées. 61
Figure 3. 6 Schéma statique des poutrelles à trois travées. 61
Figure 3. 7 Schéma statique des poutrelles à quater travées. 61
Figure 3. 8 Schéma statique des poutrelles à neuf travées. 62
Figure 3. 9 Disposition des armatures de la table de compression 68
Figure 3. 10 schéma de l'escalier 69
Figure 3. 11 Dimensionnement de la poutre palière 73
Figure 3. 12 Moments fléchissant 75
Figure 3. 13 Les différentes étapes de calcul sur la dalle 78

Figure 4. 1 Axes de symétries du plancher 84
Figure 4. 2 Limites des décrochements en plan 85
Figure 4. 4 Vue de la modélisation en 3D 87
Figure 4. 3 vue de la modélisation en plan 88
Figure 4. 5 spectre de réponse 91
Figure 4. 6 Mode 1 "Translation suivant axe Y" 94
Figure 4. 7Mode 2 "Translation suivant axe X" 95
Figure 4. 8Mode 3 "Rotation autour axe Z" 95
Figure 4. 9 Forces agissent sur la stabilité au renversement 99
Figure 4. 10 Distribution des forces sismiques 99
Figure 4. 11 Concentration des forces sismiques aux étages suivant 100
Figure 4. 12 concentration des forces sismiques aux étages suivant y 101
Figure 4. 13 Largeur minimum du joint 104

Figure 5. 1 Exemple d'un élément court ‘’poutre par exemple’’ 108
Figure 5. 2 effet de la longueur des voiles sur les poutres courte-pièce courte- 108
Figure 5. 3 Repérage des poutres principales 30x40 110
Figure 5. 4 Repérage des poutres secondaires 30x30 111
Figure 5. 5 Définition de la zone nodale dans les poteaux 119

Figure 5. 6 Nomenclature des axes locaux des poteaux 122
Figure 5. 7 Repérage des poteaux 122
Figure 5. 8 disposition des armatures verticales dans les voiles.....138
Figure 5. 10 Vue en plan des trumeaux 138
Figure 5. 9 vue en 3d des trumeaux 139
Figure 5. 11 Schématisation des zones de ferraillage des trumeaux 144
Figure 5. 12 Moments et efforts tranchants dans les linteaux. 159
Figure 5. 13Armatures du linteau selon le RPA 99 160
Figure 5. 14 vue en plan des linteaux 161
Figure 5. 14 vue en 3d des linteaux 161

Figure 6. 1 Chevauchement des semelles 169
Figure 6. 3 Vérification du Poinçonnement.....177
Figure 6. 4 Repérage des nervures 45x60.....178
Figure 6. 5 Repérage des nervures 45x45.....178
Figure 6. 2 Modèle utilisé pour le calcul du ferraillage des nervures et radier 189
Figure 6. 6 Vue des bondes utilisées pour le calcul suivant YY 190
Figure 6. 7 Vue des bondes utilisées pour le calcul suivant XX 191
Figure 6. 8 Diagramme des moments Suivant YY sous G 191
Figure 6. 9 Diagramme des moments Suivant YY sous Q 192
Figure 6. 10 Diagramme des moments Suivant XX sous G 192
Figure 6. 11 Diagramme des moments suivant XX sous Q.....193
Figure 6. 12 Distribution des moments bonde qui a donné le moment max en travée à l'ELS 195

LISTE DES SYMBOLES

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration
λ:: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION

L'Acte de Construire, a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations Privilégiées . La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques Naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.
Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :
Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment.

Ensuite dans le troisième chapitre, on a présenté le calcul des éléments secondaires ; Après cela, on a fait une étude sismique. En Ce qui concerne le cinquième chapitre, on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure de l'ouvrage. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Généralité

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales (C.A.U.A.T) consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment relativement élancé (R+7) à usage (habitation) ; il est implanté à « Alger », classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de haute sismicité (zone III).
Notre étude sera menée Conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des Ouvrages en béton armé CBA 93.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.2.1 Dimensions

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Langueur totale = 28.87 m **Largeur totale =16.80 m**	**Hauteur totale du bâtiment : H=25.84 m** **Hauteur de l'étage courant : h =3.23 m** **Hauteur de RDC : h_r=3.23 m**

Tableau 1. 1 dimensions du Bloc -

1.3 Ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux Types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- 2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système portique contrevente des voiles, assuré par des voiles et des portiques.

1.3.1 Planchers :

Nous avons adopté deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales
Et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.
- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

1.3.2 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses
• Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 30cm.
• Murs intérieurs (simple cloison)

1.3.3 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé
La structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs

Extérieurs.

1.3.4 Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escaliers droit ; un escalier à deux volées.

1.3.5 Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux ; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

1.5 Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

a. Caractéristiques du Béton :

• facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.
• bonne résistance aux actions climatiques.
• bonne résistance à la compression.
• faible résistance à la traction.

i. Ciments :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences Suivantes :
• Résistance mécanique.

ii. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.
• Sable de dimension inférieure à 5 mm
• gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25)

iii. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

b. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « effort de traction ».
Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont
Le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

i. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

ii. Résistance caractéristique à la compression : CBA 93 Art [A.2.1.1.1]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre
(H = 32cm).
Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes

i. Résistance caractéristique à la traction : CBA 93 Art [A.2.1.1.2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par-là la relation :

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \quad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \quad \text{en MPa}$$

ii. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{allogement\ dans\ le\ sens\ transversal}{raccourcissemnt\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal « Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "), le coefficient de POISSON est pris égal à :

v = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS) ;

v = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU)

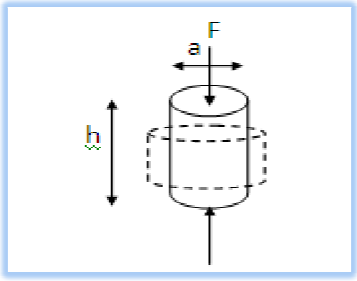


Figure 1. 1Éprouvette normalisée (16×32)

iii. Module de déformation longitudinale :

- Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module

De déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.1]**

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris

Égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$

Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.2]**

1.5.2 Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a. Types d'acier :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	f_eE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	f_eE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1. 2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$[E_s = 2.10^5 MPa]$.

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité

Garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

1.6 Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- État limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - ✓ Équilibre statique
  - ✓ La résistance de l'un des matériaux
  - ✓ La stabilité de forme
- État limite de service (E.L.S) est définie compte-tenu :
  - ✓ Conditions d'exploitation
  - ✓ La durabilité

1.6.1 E.L.U de résistance : CBA 93 Art [A.4.3.4.1]

a. Contrainte du béton en compression :

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} Est donnée par la formule

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

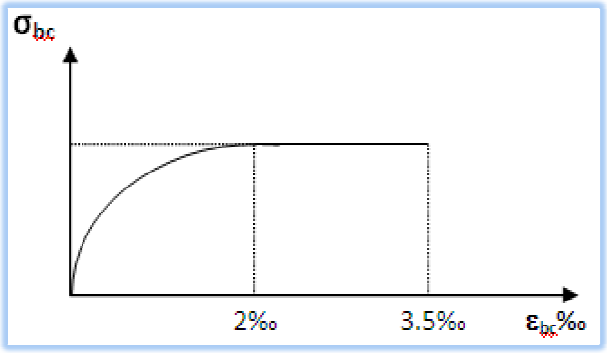


Figure 1. 2 Diagramme contrainte déformation du béton

b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

c. Contrainte limite de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.2]

- A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

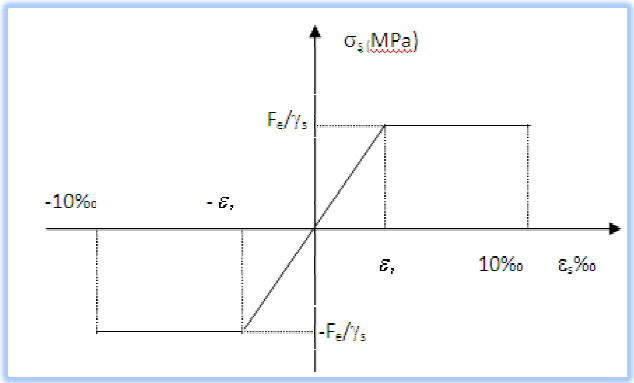


Figure 1. 3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = fe/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

1.6.2 A l'E.L. S :

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj}

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier :

Contrainte **limite de l'acier :**

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentel le \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\,MPa \\ 2.5\,MPa \end{cases}$ Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

FeE 400 , fe = 400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE 235 , *fe* = 235 *MPa* : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$ Fissuration préjudiciable pour les H.A

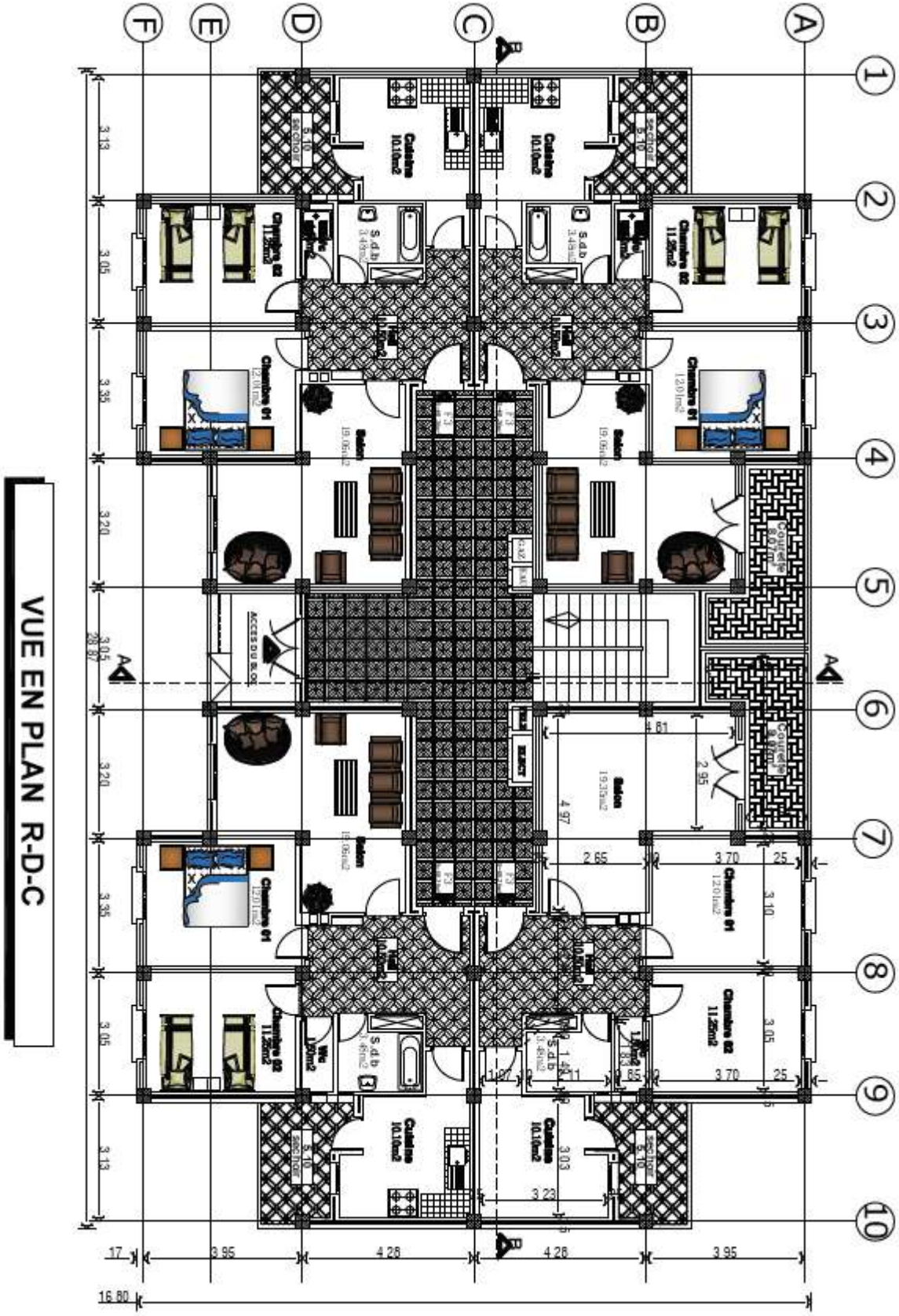


Figure vue en plan RDC

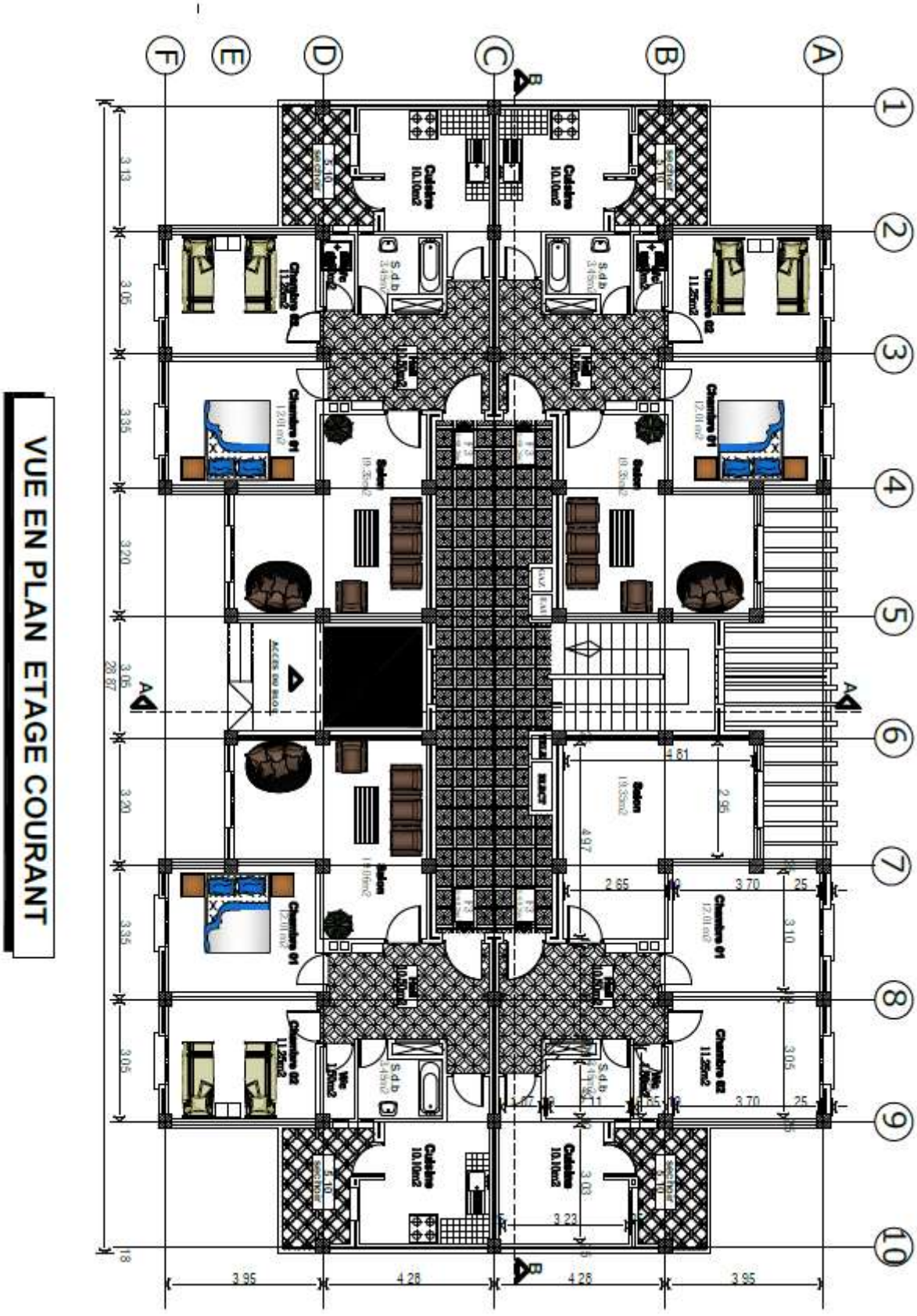


Figure vue en plan étage courant

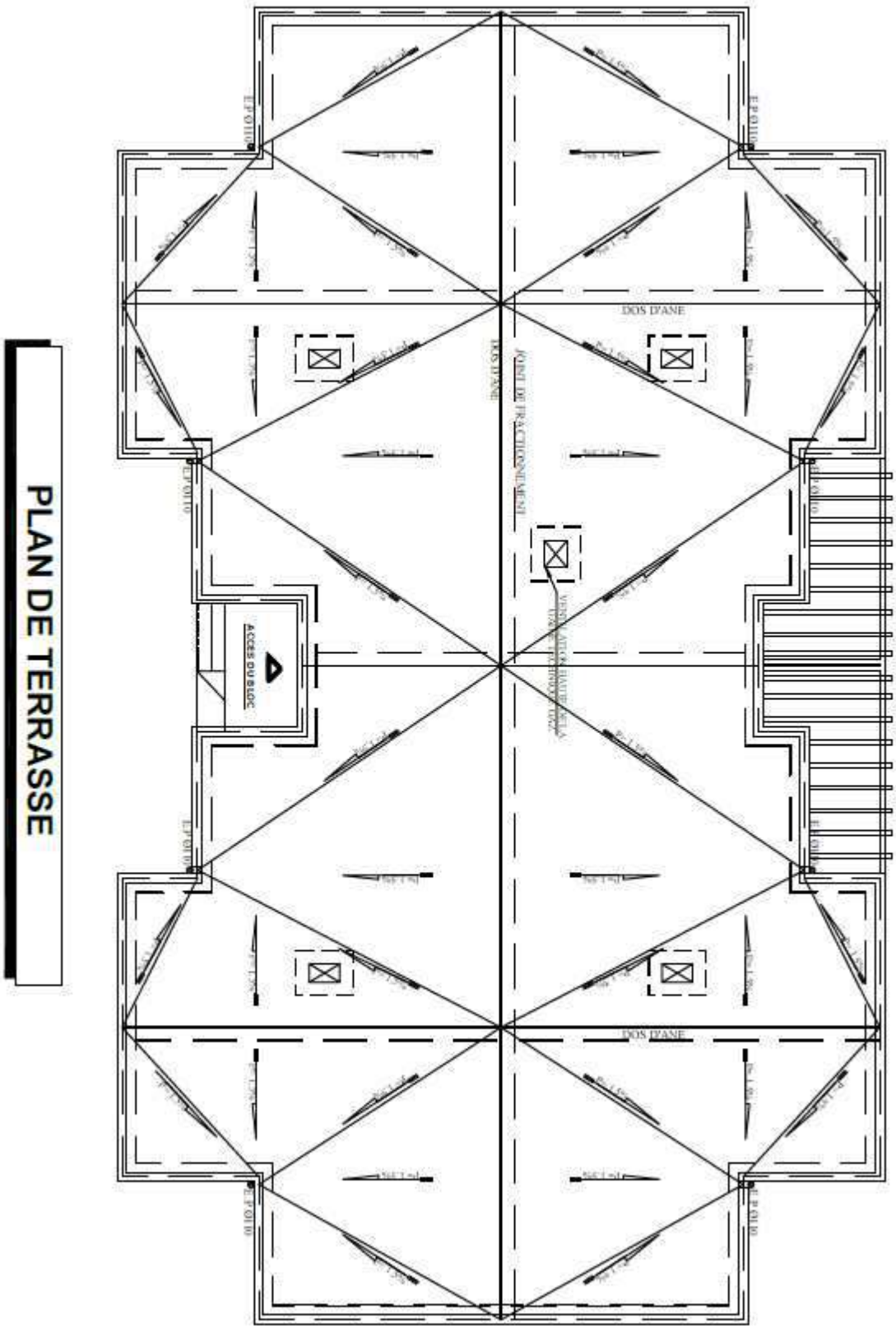


Figure plan de terrasse

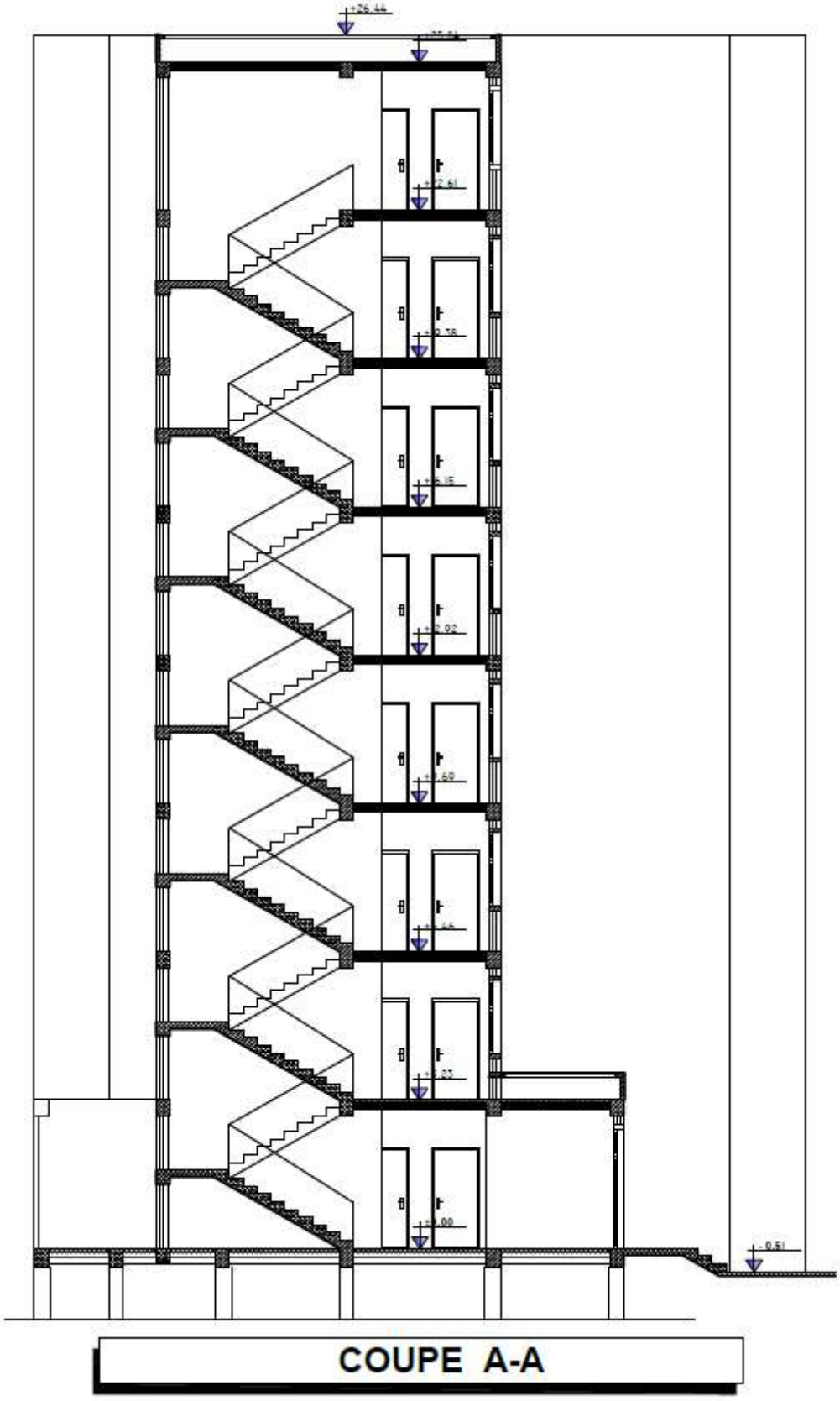


Figure coupe A-A

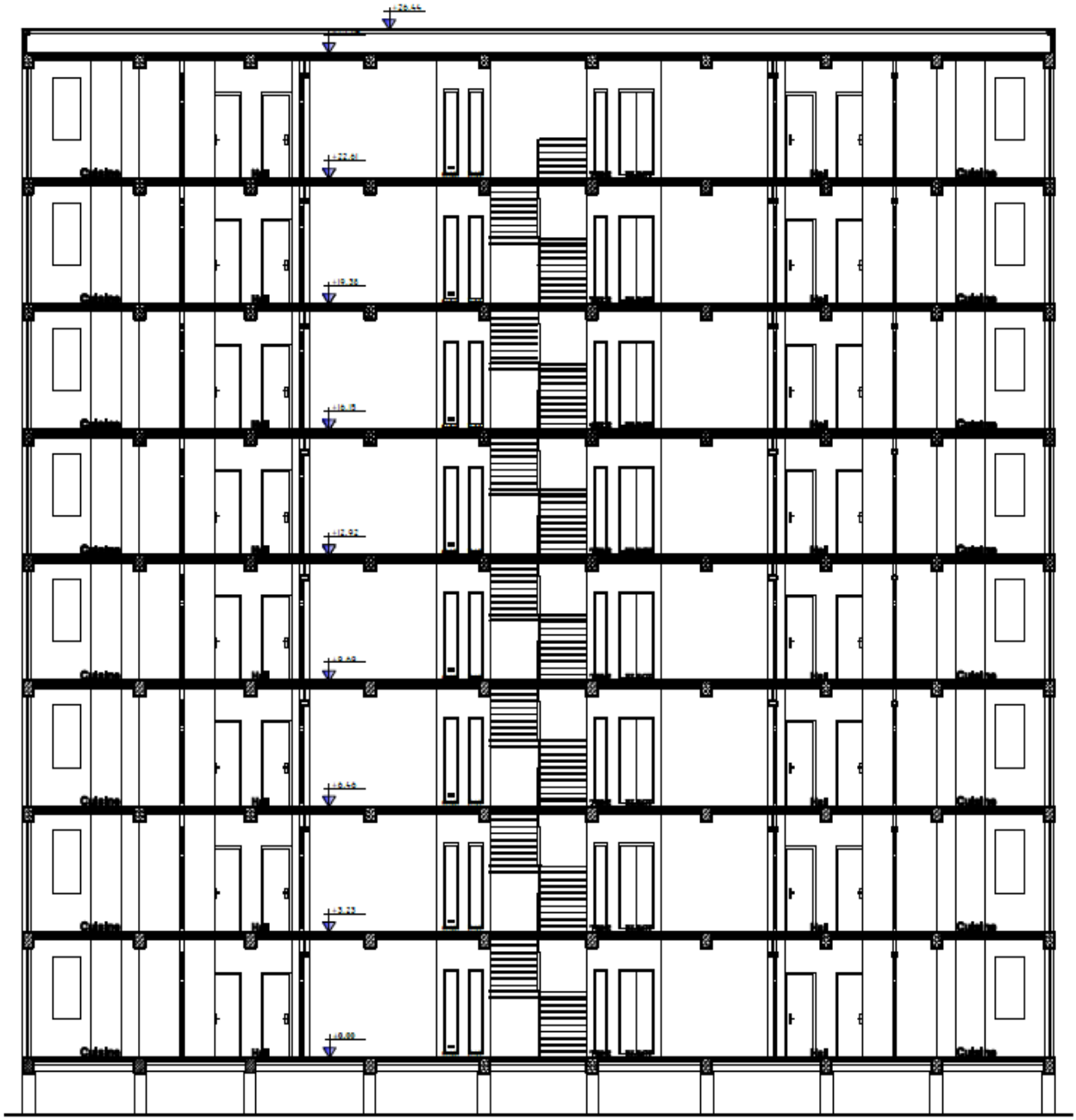


Figure coupe B-B

2. PRÉ - DIMENSIONNEMENT :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

2.1 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine

2.1.1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

(L/25) ≤ h_t≤ (L/20)

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 3.35 m d'où alors 13.40 cm ≤ h_t≤ 16.75 cm

On adoptera **h_t = 20 cm** telle que : $h_t = d + e$ et …… **(L/22.5) =14.88 ≤ h_t**

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **h_t = (16 + 4) cm**.

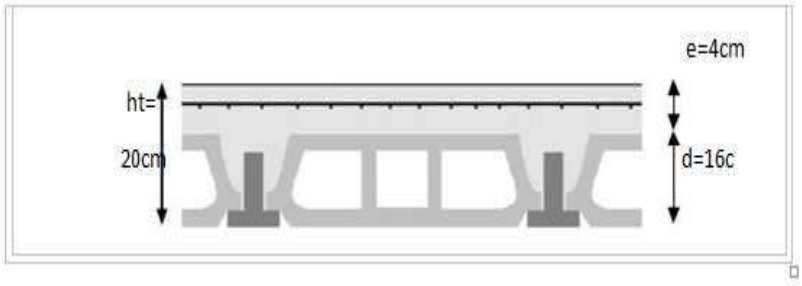


Figure 2. 1 Dimensionnement de plancher à corps creux

2.1.2 Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a. Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : [CBA 93]

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(Lx / 35) \leq ep. \leq (Lx / 30)$$

Où : ep : épaisseur de la dalle.
L : la plus grande portée mesurée entre nu.

b. Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

c. Condition d'isolation acoustique : ep ≥15 cm.

- Critère de résistance $428/50 \leq ep \leq 428/40 \Rightarrow 8.56 \leq ep \leq 10.7$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

d. Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera : **e_p = 15cm**

2.2 Évaluation des charges et surcharges :

2.2.1 Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simples-cloisons)

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Enduit en ciment	0.04	18	**0.72**
Brique creuse	0.10	9	**0.9**
Charge permanente G			**1.62**

Tableau 2. 1 charges permanentes du mur simple cloison

b. Murs extérieurs (doubles-cloisons)

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	**2x0.10**
02	Enduit en ciment	0.02	18	**2 x 0.36**
03	Brique creuse	0.10	9	**2 x 0.90**
04	Lame d'aire	0.10	/	**/**
Charge permanente G				**2.72**

Tableau 2. 2 charges permanentes du mur double cloison

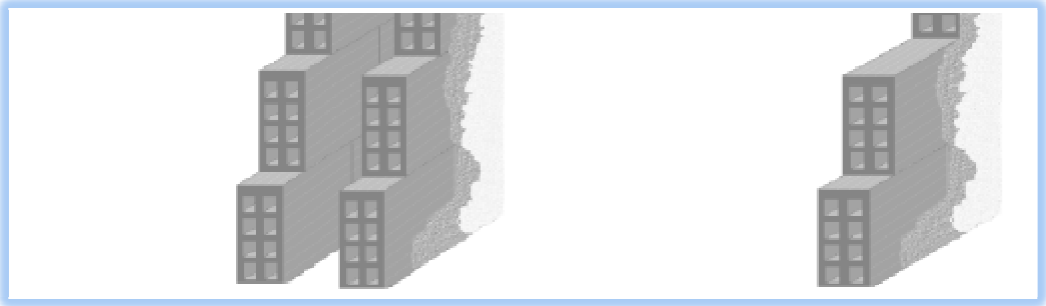


Figure 2. 2 Simple et double cloisons

2.2.2 Les plancher :

a. Plancher terrasse

i. Charges permanentes : DTR.BC.22

N^0	composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	3.08
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	0.20
Charge permanente G			**7.2**

Tableau 2. 3charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

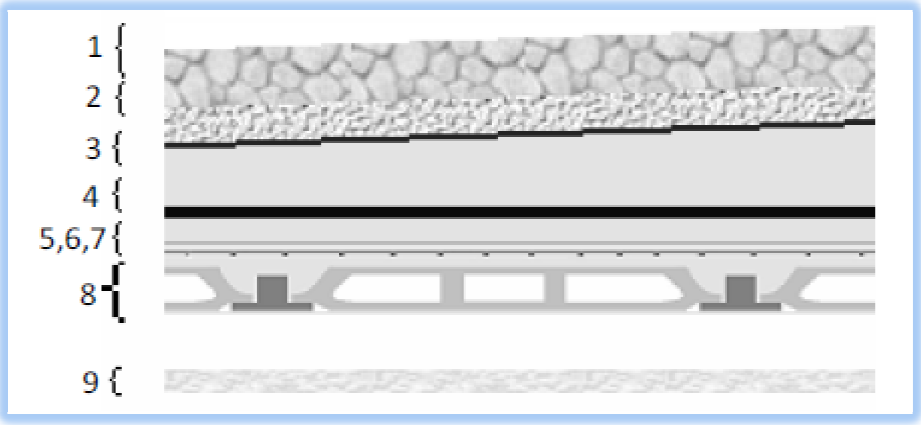


Figure 2. 3 Composants d'un plancher terrasse

ii. Surcharges d'exploitation DTR.BC.22

Le plancher terrasse est inaccessible :

Q = 1kN/m²

b. Plancher courant

i. Charges permanentes DTR.BC.22

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

Tableau 2. 4charges permanentes du plancher courant (corps creux)

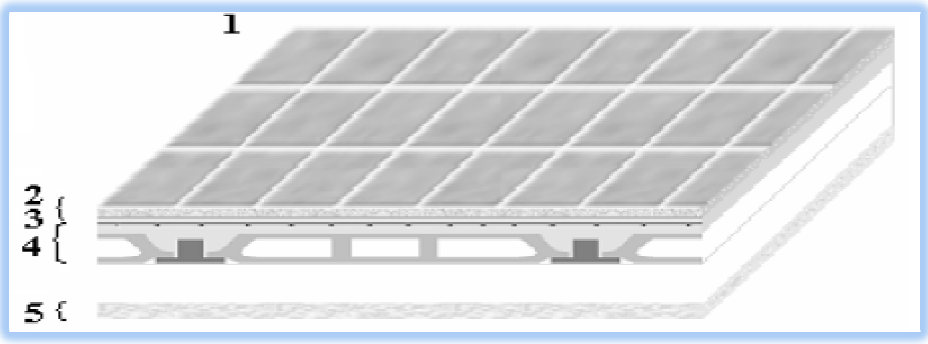


Figure 2. 4 Plancher à corps creux

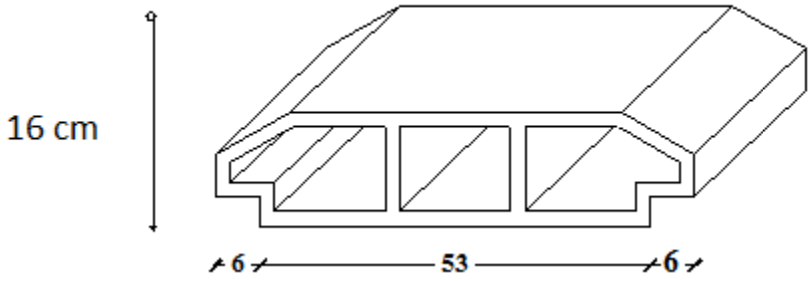


Figure 2. 5 Dimensions du corps creux

ii. Surcharges d'exploitation DTR.BC.22

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m²**

2.2.3 Dalle pleine :

a. Terrasse :

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	**1.00**
2	Étanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier Kraft	_	**0.05**
4	Forme de pente	0.14	**3.08**
5	Film polyane	_	**0.01**
6	Liège (isolant thermique)	0.04	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	**0.06**
8	Dalle pleine	0.15	**3.75**
9	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
G			**8.59**

Tableau 2. 5 Charge permanente terrasse

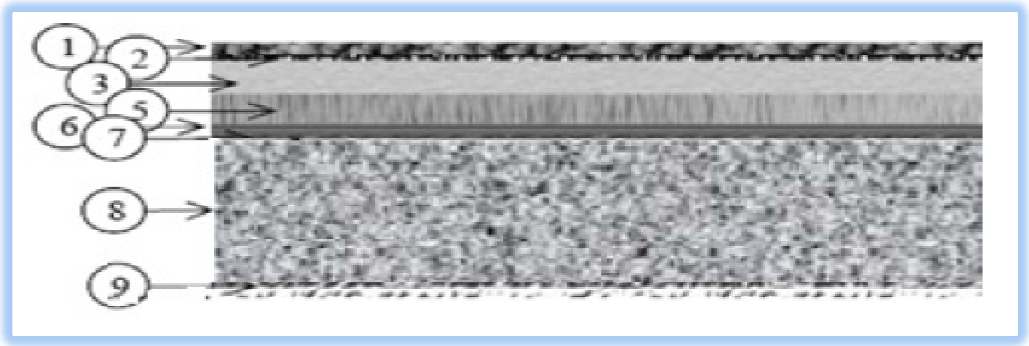


Figure 2. 6 composants de la dalle de terrasse

b. Étage :

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	20.00	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	18.00	**0.54**
4	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
5	Enduit de ciment	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**5.61**

Tableau 1. 3 Charge permanente de la dalle d'étage

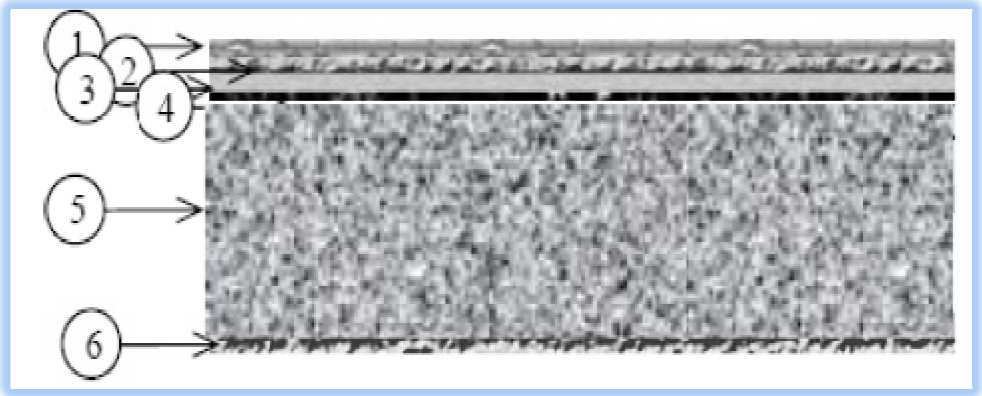


Figure 2. 7 Composants de la dalle d'étage

2.3 Pré-dimensionnement des poutres :

2.3.1 Poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

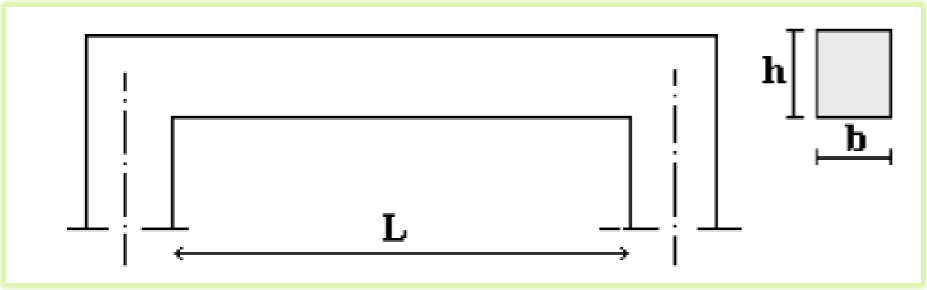


Figure 2. 8 Dimensionnement de la poutre

- ✓ b : largeur de la base de la poutre.
- ✓ h : hauteur totale de la poutre.
- ✓ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

- ➢ (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- ➢ 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en Zone 2.b sont :

- ✓ h ≥ 30cm
- ✓ b ≥ 20 cm
- ✓ h/b ≤ 4
- ✓ $b_{max} \leq 1.5+b1$
- ✓ Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers a corps creux sont parallèles a X-X

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Conditions de flèche	L max= 4.00 m ⇒ 26.6cm ≤ h ≤40cm on adopte h = 40 cm ⇒ 14 cm ≤ b ≤32cm on adopte b = 30 cm	**Lmax=3.05m⇒ 20.34cm ≤ h ≤30.5cm** **on adopte h = 30 cm** **⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm** **on adopte b =25 cm**
Vérification selon RPA 99 (2003)	h=40cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.33 ≤ 4 **oui**	**h=30cm≥30cm oui** **b=25cm≥20cm oui** **h/b=1.5≤ 4 oui**
Condition de flèche **H / l ≥ 1/16**	(h/L=0.093) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	**(h/L=0.0952) ≥ (1/16=0.0625)** **(condition vérifié)**
conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm	**h = 30 cm ; b = 25 cm**

Tableau 2. 6 pré-dimensionnement des poutres

2.3.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton arme, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

a. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (D-7).

b. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Niveau d'étage		7^{eme}	6^{eme}	5^{eme}	4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{er}	**RDC**
Dimension du poteau	b1 [cm]	30	30	35	35	40	40	45	45
	h1 [cm]	30	30	35	35	40	40	45	45

Tableau 2. 7 pré-dimensionnement des poteaux

c. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- ✓ 0.7×L0 : si le poteau est à ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.

- ✓ L0 : dans les autres cas.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

	Dimensions du poteau	$L_{f=}0.7L0$	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous le 7eme étage	30X30	2,26	0.08	**26.29**
Sous le 6eme étage	30 X30	2,26	0.08	**26.29**
Sous le 5eme étage	35 X35	2,26	0.10	**22.38**
Sous le 4eme étage	35 X35	2,26	0.10	**22.38**
Sous le 3eme étage	40 X40	2,26	0.11	**19.66**
Sous le 2eme étage	40 X40	2,26	0.11	**19.66**
Sous le 1er étage	45 X45	2,26	0.12	17.52
Sous le RDC	45 X45	**2,26**	0.12	17.52

Tableau 2. 8 détermination de la longueur de flambement

d. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est :

✓ : $N_{\text{ultime}} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right).a$

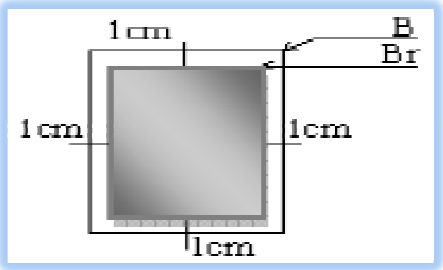


Figure 2. 9 Section nette du poteaux

$$\begin{cases} a = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\dfrac{50^2}{\lambda} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

Lf=0.7 L0 : C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration, ou :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré)

étage	Dimensions du Poteau [cm x cm]	Br [mm2]	λ	α	$A=\frac{B}{1000}[mm^2]$	$\bar{N}_u$ [KN]
le 7eme étage	30X30	78400	26.11	0.763	90	618.09
6eme étage	30 X30	78400	26.11	0.763	90	1134.44
5eme étage	35X35	108900	22.38	0.785	122.5	1618.09
4eme étage	35 X35	108900	22.38	0.785	122.5	1618.09
3eme étage	40 X40	144400	19.58	0.799	160	2183.93
2eme étage	40 X40	144400	19.58	0.799	160	2183.93
1er étage	45 X45	184900	17.41	0.809	202.5	2830.34
RDC	45 X45	184900	17.41	0.796	202.5	2830.34

Tableau 2. 9 calcule de $\bar{N}_u$

e. Détermination des charges et surcharges

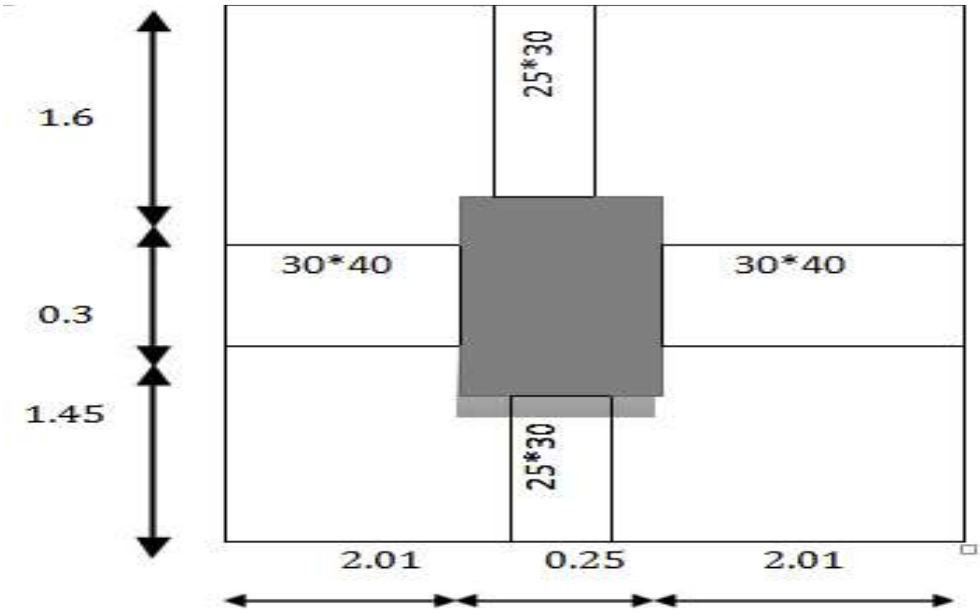


Figure 2. 10 représentation du poteau le plus sollicite

- Surface du plancher revenant au poteau :

Sp=(2.01+2.01)x(1.45+1.6)⇨**Sp=12.26 m²**

- Surface totale :

S_t=4.28 x3.35

St=14.33m²

f.Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicite, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

i. Charges Permanente

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Etage	$G_{plancher}$ [KN]	G_{poteau} [KN]	G_{poutre} [KN]	G [KN]	G_{cum} [KN]
7éme étage	77.48	6.88	17.77	102.13	102.13
6éme étage	73.56	6.88	17.77	98.21	200.34
5éme étage	73.56	9,37	17.77	100.7	301.04
4éme étage	73.56	9,37	17.77	100.7	401.74
3éme étage	73.56	12,24	17.77	103.57	505.31
2éme étage	73.56	12,24	17.77	103.57	608.88
1er étage	73.56	15.037	17.77	106.37	715.25
RDC	73.56	15.037	17.77	106.37	821.62

Tableau 2. 10 calcule de charges permanentes

ii. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'a 0,5Q.

- **Loi de dégression :**

➢ $\boldsymbol{Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)}$

Avec :

- ✓ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- ✓ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ Q_1, Q_2,…, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q cum (kN)
7éme étage	Q_0=	14.33		14.33
6éme étage	Q_1=	21.49	1	35.82
5éme étage	Q_2=	21.49	0.95	55.16
4éme étage	Q_3=	21.49	0.90	72.35
3éme étage	Q_4=	21.49	0.85	87.39
2éme étage	**Q_5=**	21.49	0.8	100.29
1er étage	**Q_6=**	21.49	0.75	111.03
RDC	Q_7=	21.49	0.70	119.63

Tableau 2. 11 Tableau des charges d'exploitation

iii. Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \bar{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1\ N_u \end{cases}$$

Niveaux	**G_{cumule} [KN]**	**Q_{cumule}(KN)**	**Nu [KN]**	**1.1Nu [KN]**	**$\bar{N}_u$[KN mm²]**	**$1.1N_{u.} \leq \bar{N}_u$**
7 éme étage	102.13	14.33	159.37	175.31	1108.09	OUI
6 éme étage	200.34	35.82	323.73	356.10	1108.09	OUI
5 éme étage	301.04	55.16	489.14	538.05	1583.42	OUI
4 éme étage	401.74	72.35	650.87	715.95	1583.2	OUI
3 éme étage	505.31	87.39	813.25	894.57	2136.93	OUI
2 éme étage	608.88	100.29	972.42	1069.66	2136.93	OUI
1 ér étage	721.25	111.03	1140.22	1250.24	2770.43	OUI
RDC	119.63	119.63	1304.83	1435.31	2725.91	OUI

Tableau 2. 12 Tableau de vérification

g. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.4.1]

D'après le RPA99v2003 (zone III), les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition a vérifié	Application de condition	**Vérification**
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	OUI
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.30)/20=14.65cm	OUI
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	OUI

Tableau 2. 13 vérifications de coffrage des poteaux

Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$$\begin{cases} b\ max \leq 1.5h1+b1 \\ \\ d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h_1/2) \end{cases}$$

2.3.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalises en béton arme, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments sa contraire, ces éléments sont considères comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003**[Art 7.4.1]**, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre aux extrémités.

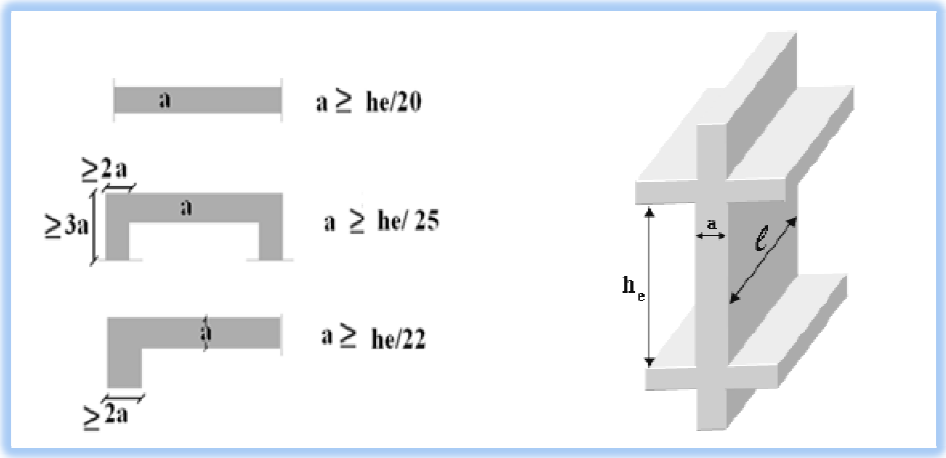


Figure 2. 11 Coupe de voile en plan

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur les quatre cotes, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

Étage	R.D.C	1	2	3	4	5	6	7
L'épaisseur [cm]	15	15	15	15	15	15	15	15

Tableau 2. 14 Détermination des sections des voiles.

2.9.1 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, ►► **[Art 7.7.1]** ◄◄ exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

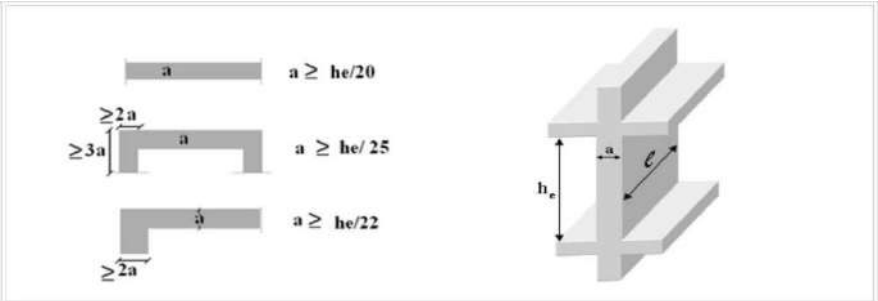


Figure 2. 12 Coupe de voile en plan (gauche) et Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :
h_e = 3.23-0.30=2.93m.

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)

a ≥ MAX(15 cm ; 12.92cm;14.68cm) a ≥14.68 cm

On adopte : a =17 cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

3. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

3.1.1 Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

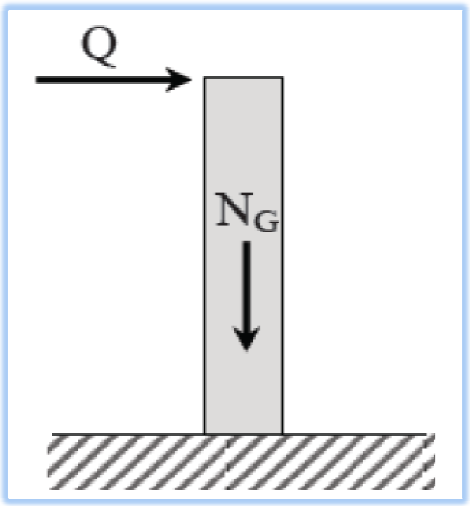
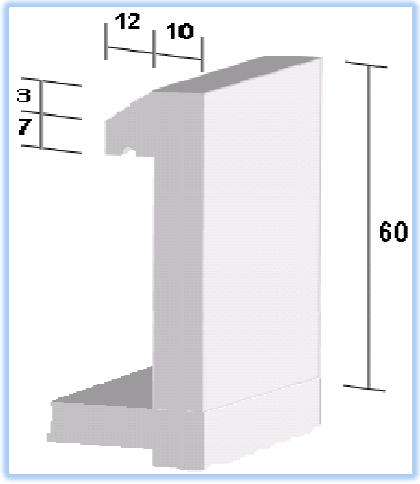


Schéma statique de l'acrotère



L'acrotère

Figure 3. 1 Schéma statique de l'acrotère

3.1.2 Charges permanentes et d'exploitations

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+((0.03*0.12)/2)]*25*1 = 1.755
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

Tableau 3. 1 Les charges statiques

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : N_u (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : T_u (kN)	1,5 * Q = 1.5	-----
Moment d'encastrement : M_u (kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

Tableau 3. 2 Les efforts

3.1.3 Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
σ_b adm	14.2 MPa	c'	2.5 cm
σ_s adm	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3. 3 Les données

a. A E L U

i. Calcul de l'excentricité

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0$= 38cm

On a : e_0 = 38cm > 2.5cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

ii. Calcul du moment de flexion

- e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

e = 0.405m

$M_1 = N * e \Rightarrow M_1$ = 0.96 KN.m

iii. Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} * b * d^2} \Rightarrow \mu$ = 0.012

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{\overline{\sigma_s} * \beta * d} = A_1$ = 0.370 cm^2

N : effort de compression, alors $\Rightarrow$ A = 0.302cm^2

Et : A' = A'$_1 \Rightarrow$ A' =0 cm²

Donc : $\begin{cases} A = 0.302\ cm^2 \\ et \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

iv. Condition de non fragilité

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000} = 1\ cm^2$

Amin =1 cm^2 > A =0.302 cm^2 ⇨ A = Amin = 1.00 cm^2

On adoptera : A = 5 HA 8 = 2.51 cm^2

v. Armatures de répartitions

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$⇨ 0.58 ≤ A_r≤ 1.16

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 6= 1.13 cm^2

vi. Espacement

St=20 cm ≤ 30 cm (cv)

S_{rep}=15 cm ≤ 40 cm (cv)

b. Vérification a l'E.L. S

i. Données :

Nser = 1.755 kN

Mser = 0.6kN.m

ii. Calcul de l'excentricité

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755}$ = 34.19 cm

$\frac{h}{2} - c$ = 5-2.5 = 2.5 cm < e_0 = 34.19 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où ⇨B_0= 1034.65 cm^2.

⇨v_1= 5.084 cm

$v_2 = h - v_1$⇨v_2 = 4.916 cm

⇨ I=8542.64 cm^4

Alors : $\frac{I_G}{B_0 V_2} = 1.680cm$

Donc : $e_0 = 34.28$ cm > $\frac{I_G}{B_0 v_2}$ = 1.680 cm

σ_s =15k (d-y_1)

$\begin{cases} p = -2479.89\ cm^2 \\ q = +46944.38\ cm^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient : ${y_2}^3 - 2479.89y_2 + 46944.38 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.56 * 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 170.97° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.50 \end{cases}$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} acos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.33\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -57.42\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.10\ cm \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31.33\ cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.14\ cm \end{cases}$

$S_{xx'} = 43.25\ cm^3$

$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{43250} = 0.04058\ N/mm^3$

$\sigma_b = ky_1 = 0.048 * 20.1 = 0.967\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_s = 15 * 0.0481 * (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$

$\bar{\sigma}_s = 201.633\ MPa$

$\sigma_s = 39.61\ MPa < \bar{\sigma}_s = 201.633\ MPa$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

3.1.4 Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui estÉgale a:

$\tau = T/(b * d) \leq 0.07 * f_{c28}/\gamma b$

$\tau = \frac{11.83}{1.0*0.9*0.1} = 0.1\text{MPa} \leq 0.07 * \frac{25}{1.15} = 1.52$ cv

3.2 Plancher a corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilise dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

• Poutrelles préfabriquées en béton arme, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coule sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers a

corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

3.2.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

On a deux types de poutrelles le premier type a sept travées et l'autre deux travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ➢ Avant coulage.
- ➢ Après coulage.

a. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui
- ❖ représente le poids d'un ouvrier.
- ❖

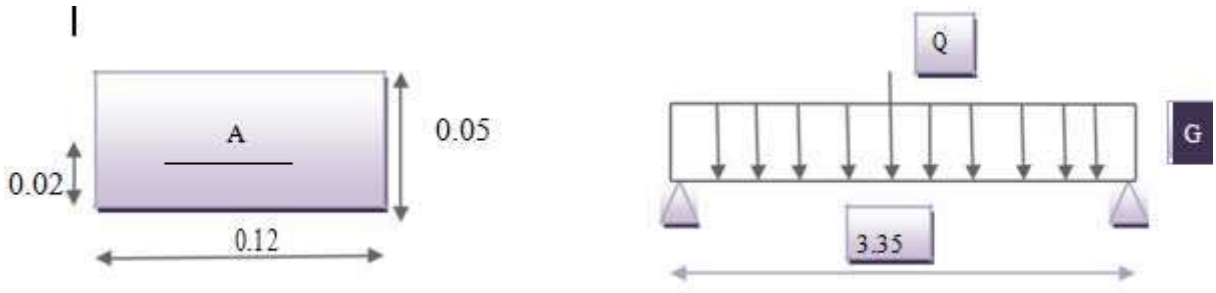


Figure 3. 2 schématisation de la poutrelle avant coulage

Travée L [m]	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.35	Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] =1.675	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau 3. 4 les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous donne

Mg(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$\frac{G\,L^2}{8} = 1.08$	$\frac{Q\,L}{8} = 0.70$	**1.35M_G+1.5M_Q= 2.50**

Tableau 3. 5 Calcul des moments

$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{2.50*10^6}{14.2*120*20^2} = 3.66 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

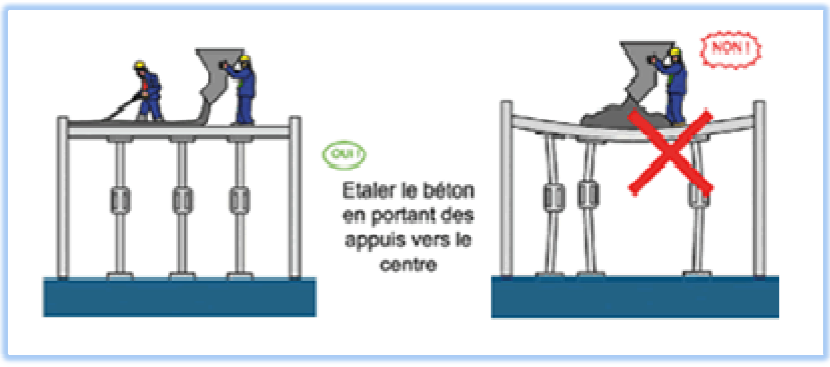


Figure 3. 3 choix de disposition des étaiements

Cette valeur de μ=3.66 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon à éliminer le risque de déformation.

$f = \frac{2.05*(G+Q)*l^4}{384*E*I}$ Pour la poutre continue

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm$ Pour L > 5 m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Pour L < 5 m

N° Étais	L poutrelle	G	Q	MG	MQ	MU	$\bar{f}$	f	Vérifie
0	3,35	0,77	1,67	1,08	1,40	3,56	6.7	116.	c.n.v
1	1,67	0,77	1	0,27	0,41	0,99	3.35	5.13	c.n.v
2	1,11	0,77	1	0,12	0,27	0,58	2.23	1.02	c.v

Tableau 3. 6 Vérification de la flèche

On place 2 étaiements à une distance L=1.11 m.

b. Après coulage :

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue, ce qui conduit vers l'étude des deux types de poutrelles.

La poutrelle la plus sollicitée est celle de l'étage courant, le calcul commencera donc de ce plancher et les résultats ainsi obtenus seront adoptés aux autres niveaux.

i. Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditions d'applications de cette méthode sont vérifiées.

ii. Conditions d'application

1- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$ **(condition vérifier)**

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées, le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". **(condition vérifier)**

3- La fissuration doit être peu nuisible. **(condition vérifier)**

iii. Evaluation des charges et surcharges

niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
terrasse	6.32 * 0.65 = 4.11	1 * 0.65 = 0.65	6.52	4.76

Plancher courant	6 * 0.65 = 3.9	1.5 * 0.65 = 0.98	6.72	4.87
RDC	6 * 0.65 = 3.9	1.5 * 0.65 = 0.98	6.72	4.87

Tableau 3. 7 Action de calcul des poutrelles après coulage

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte quatre (04) types des poutrelles :

- poutrelle à deux (02) travées :



Figure 3. 4 Schéma statique des poutrelles à deux travées.

- poutrelle à trois (03) travées :



Figure 3. 5 Schéma statique des poutrelles à trois travées.

- poutrelle à cinq (04) travées :

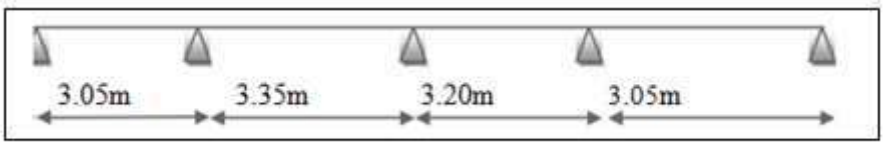


Figure 3. 6 Schéma statique des poutrelles à quater travées.

- poutrelle à sept (09) travées :

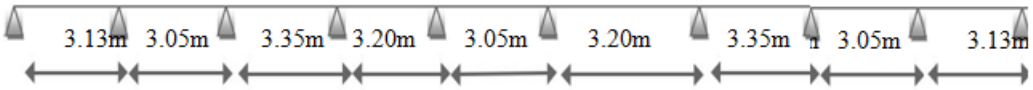


Figure 3. 7 Schéma statique des poutrelles à neuf travées.

iv. Sollicitations de calcul par la « Méthode de FORFAITAIRE » :

On utilise la méthode forfaitaire car toutes pour les conditions suivantes sont vérifiées. - La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges

Permanentes ou bien 5000 N/mm

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

Exposé ***de la méthode forfaitaire*** :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$$

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Travée	P	L	M_0 KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e KN.m)	T0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6,72	3,05	7,82	5,16	1,56	4,69	10,25	9,23	11,28
B-C	6,72	3,35	9,43	6,22	5,66	1,88	11,26	12,35	10,14

Tableau 3. 8 Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Travée	Ps	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e [kN.m]
A-B	4,87	3,05	5,67	3,74	1,13	3,40
B-C	4,87	3,35	6,84	4,51	4,10	1,36

Tableau 3. 9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à L'ELS

Poutrelles à trois travées 2ème type

0.8<Li/Li+1<1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Détermination ***des moments à l'État Limite Ultime*** **:**

Travée	Pu	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e[kN.m]	T0	T_w [kN]	T_e [kN]
A-B	6,73	3,05	7,82	5,55	1,56	3,91	10,26	9,49	11,03
B-C	6,73	3,35	9,44	5,28	4,72	4,72	11,27	11,27	11,27
C-D	6,73	3,2	8,61	6,11		1,72	10,76	11,57	9,96

Tableau 3. 10 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Détermination ***des moments l'État Limite de Service*** **:**

Travée	Ps	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e [kN.m]
A-B	4,87	3,05	5,67	3,97	1,13	2,83
B-C	4,87	3,35	6,84	3,76	3,42	3,42
C-D	4,87	3,2	6,24	4,37	3,12	1,23

Tableau 3. 11 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

- ***poutrelles à quatre travées 3èmetype :***

0.8<Li/Li+1<1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

- ***Détermination des moments à l'État Limite Ultime***

Travée	Pu	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e [kN.m]	T0	T_w [kN]	T_e [kN]
A-B	6,73	3,05	7,82	5,55	1,56	3,91	10,26	9,49	11,03
B-C	6,73	3,35	9,44	5,76	4,72	3,77	11,27	11,55	10,98
C-D	6,73	3,2	8,61	5,25	3,44	4,30	10,76	10,49	11,03
D-E	6,73	3,05	7,82	5,55	3,91	1,56	10,26	11,03	9,49

Tableau 3. 12 Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'État Limite de Service **:**

Travée	Ps	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e [kN.m]
A-B	4,87	3,05	5,67	3,97	1,13	2,83
B-C	4,87	3,35	6,84	4,10	3,42	2,73
C-D	4,87	3,2	6,24	3,74	2,49	3,12
D-E	4,87	3,05	5,67	3.97	2,83	1,13

Tableau 3. 13Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Travée	Pu	L [m]	M_0 [kN.m]	M_t [kN.m]	M_w [kN.m]	M_e [kN.m]	T0	T_w [kN]	T_e [kN]
A-B	6,19	3,13	7,58	5,42	1,51	3,79	9,69	8,96	10,42
B-C	6,19	3,05	7,20	4,43	3,60	2,88	9,44	9,68	9,21
C-D	6,19	3,35	8,68	5,78	3,47	3,47	10,37	10,37	10,37
D-E	6,19	3,2	7,92	5,27	3,17	3,17	9,90	9,91	9,91
E-F	6,19	3.05	7,92	5,01	3,17	3,96	9,91	9,66	10,15
F-G	6,19	3,20	7,20	5,15	3,60	1,44	9,44	10,15	8,73
G-H	6.19	3.35	8.68	5.78	3.47	3.47	10.37	10.37	10.37
H-I	6.19	3.05	7.20	4.43	3.47	2.88	9.44	6.68	9.21
I-J	6.19	3.13	5.58	5.45	3.13	3.78	9.69	8.69	10.42

Tableau 3. 14 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 09 travées à l'ELU

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,48	3,13	5,48	3,92	1,09	2,74
B-C	4,48	3,05	5,21	3,20	2,60	2,08
C-D	4,48	3,35	6,28	4,18	2,51	2,51
D-E	4,48	3,2	5,73	3,81	2,29	2,29
E-F	4,48	3,05	5,21	3,12	2,08	2,60
F-G	4,48	3,2	5,73	4.01	2,86	1,14
G-H	4.48	3.35	6.28	3.81	2.29	2.29
H-I	4.48	3.05	5.21	3.12	2.08	2.60
I-J	4.48	3.13	5.73	4.01	2.82	1.14

Tableau 3. 15 Tableau des moments du 4er type des poutrelles à l'ELS

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	$M_{a\,u}$	$M_{t\,u}$	T_u	$M_{a\,ser}$	M_{tser}
Sollicitaions	5.66	6.22	11.57	4.10	4.51

Tableau 3. 16 Récapitulation des efforts internes

v. *Ferraillage des poutrelles*

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles**, (étages courants)** c'est le cas le plus défavorable.
la fissuration est peu nuisible la situation est durable
Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles,**(RDC)** c'est le cas le plus défavorable.

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	**M_u**	6.22 KN.m	5.66 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 71.53.m , $M_0 > M_t$ $\Rightarrow$ L'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire **(b x h)= (65 x 20)** $\Rightarrow$ calcule en flexion simple	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire **(b x h)=(12 x 20)** ⇨calcul en flexion simple
	μ	0.021	0.10
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	**oui**	**Oui**
	β	0.989	0.974
	A	1.05cm^2	1 cm^2
	Le choix	**2HA10 1.65 cm^2**	**2HA10= 1.65cm^2**
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	**oui**	**Oui**
ELS	**M_{ser}**	4.51 **KN.m**	4.10 KN.m
	σ_{badm} = 0.6*$f_{c\,28}$	15 Mpa	15 Mpa
	y_1 : $y^2/2+15Ay-15Ad$	4.61cm	5.91 cm
	I_G = $b/y^3/3+15A(d-y)^2$	5.87 *10^7 mm^4	4 .2*10^7 mm^4
	K = M_{ser}/I_G	0.081 mm	0.104 mm
	σ_b =K*y_1	2.65 Mpa	6.92 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**Oui**

Tableau 3. 17 calcul des armatures

Après avoir fiat les calculs nécéssaire en flexion simple les resultats sont :

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA10	2HA10

Tableau 3. 18 récapitulation

vi. Armatures transversales :

A transversales	Espacement (cm)
2ϕ5	15

Tableau 3. 19 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

vii. Vérification de contrainte de cisaillement :

Donc : τ_u =0.804 MPa <3.33 MPa (**condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

0.88 MPa≥0.4 MPa **(condition vérifier)**

$$==> \frac{0.40\cdot 10^2}{120\cdot 150} = 0.002 > 1.15\left(\frac{0.804 - 0.3\cdot 1\cdot 2.1}{0.9\cdot 400[0+1]}\right) = 5.55\cdot 10^{-4}$$ **(condition vérifier)**

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

c. Vérifications préliminaires de la flèche :

i. Vérifications préliminaires

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 345 = 0.057 Mt/ (15 Mo) = 9.81/ (15*13.62) =0.048	ρ =A_t/(bo*d) =3.39 / (12*18) =0.015 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Oui	**Non**

Tableau 3. 20 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Donc le calcul de la flèche est nécessaire

ii. Évaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

M_{ser}= 6.97 KN · m

Il faut avoir : ft ≤ f_{Limite} = f

L= 3.35m

$\bar{f}$ = L /500 = 345/500 =0.67 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \cdot 18} = 0.0156$$

ρ = 1.046 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.858 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 199.69 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 199.69 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.646$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0104} = 3.953 \text{ (déformation instantanée)}$$

λ_v=2/5 λ_i=1.581(déformation longue durée)

Détermination **de l'axe neutre**

y_G= 7.06

Moment **d'inertie de la section totale**

I=1.57*10^4 cm^4

Détermination **moment d'inertie fictive**

$\Rightarrow I_{fi}$=4.86*10^3 cm^4

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 8.54 * 10^3 \text{ cm}^4$$

E_i = 32164.19 MPa

E_v = 10818.86 MPa

$$f_i = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 4.86 \cdot 10^7} = 5.30 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 8.54 \cdot 10^7} = 8.97 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$ =8.97-5.30 = 3.68 mm

Δft = 3.68 mm <$\bar{f}$ = 6.9 mm

3.2.2 Ferraillage de la table de compression

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$A_{//} > A_t/2$

Donc : $A_t = \frac{4L}{f_e}$= 0.5 cm^2/ml

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

Alors : A_t = 5ϕ5 = 0.98 cm^2/ml

Armatures de répartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2}$ = 0.49 cm^2, soit : 5ϕ5= 0.98 cm^2/ml ⇒ S_t = 20 cm

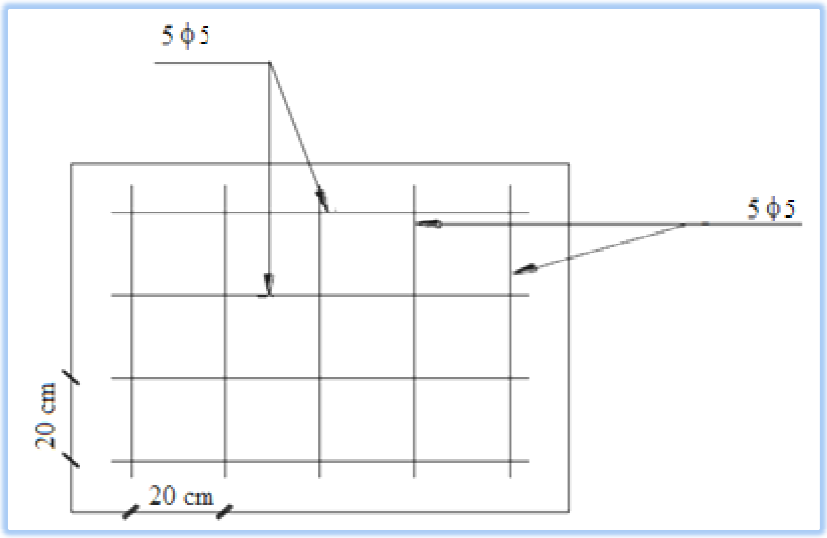


Figure 3. 8 Disposition des armatures de la table de compression

3.3 Calcul des escaliers

3.3.1 Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier. On a un seul type d'escalier :

- Escalier droit

3.3.2 Pré-dimensionnement

Pour que l'escalier soit confortable il faut respecter la condition de BLOND 60cm ≤ g+ 2h ≤ 66cm Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H =1.615m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de là contre marche : h = 17

59cm ≤ g+ 2h =64 ≤ 66cm **(condition vérifier)**

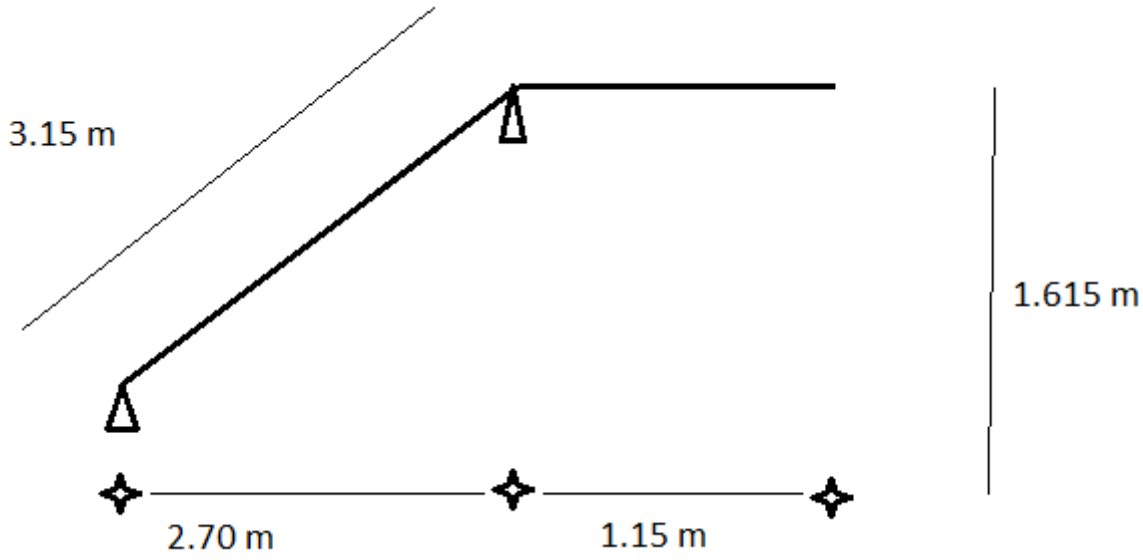


Figure 3. 9 schéma de l'escalier

- ✓ **Angle l'inclinaison de volée :**

tg α= $\frac{H}{L}$ = $\frac{1615}{270}$ = 0.60 ⇒α=30.88°

- ✓ **Longueur totale de la poutre :**

L_{total}= $\frac{1.615}{sin\propto}$= 3.146 m

- ✓ **Déterminer de l'épaisseur de l'escalier :**

L_{total}= 3.146 m

$\frac{L_{max}}{35}$ ≤ e ≤ $\frac{L_{max}}{30}$⇒8.99 ≤ e≤ 10.48, on adopte e =17 cm

3.3.3 Évaluation des charges et surcharges

a. Charges permanentes :

i. Palier :

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,17	25	4.25
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G				**5,83**

Tableau 3. 21Charges permanentes du palier de repos de l'escalier

ii. Paillasse :

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,17	25	4,25
5	Poids des marches	0.085	25	2.125
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G				**7,95**

Tableau 3. 22 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier

b. Surcharge d'exploitation :

Le palier : Q = 2.5kN/m^2

La paillasse : Q = 2.5kN/m^2

3.3.4 Détermination des sollicitations

E.L.U : P_u =1.35G +1.5Q

E.L.S : P_{ser} =G + Q

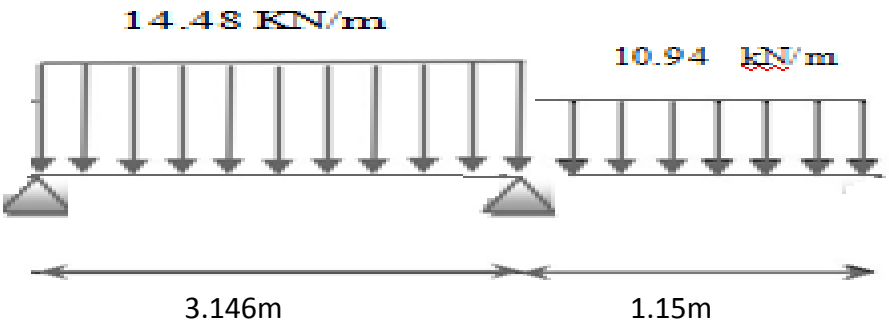
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5,33	2.5	10.94	7.83
Paillasse	7,95	2.5	14.48	10.45

Tableau 3. 23 Combinaison des charges de l'escalier

3.3.5 Détermination des efforts :

a. A l'E.L. U :



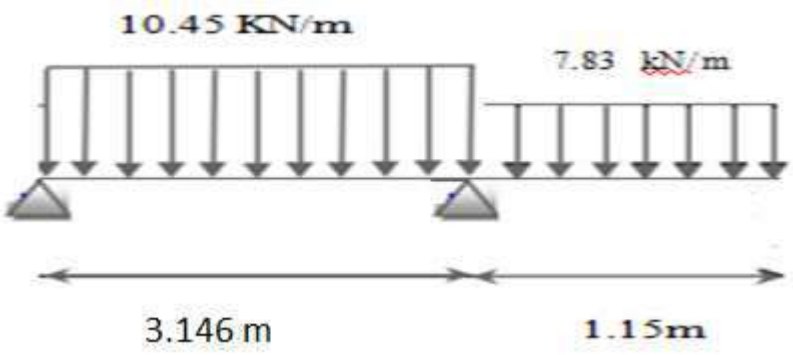
Les équations d'équilibre donnent :

R_A = 20.48KN ; R_B = 37.65 KN

M_{max} = 7.21 ; KN.m à x = 3.146 m

T_{max} = -25.07 KN à x = 0m

b. État Limite de service :



Répartition des efforts

Les équations d'équilibre donnent :

R_A = 14.78KN ; R_B = 27.09 KN

M_{max} = 5.21 KN.m à x = 3.146 m

T_{max} = -18.09KN à x = 0m

c. Récapitulation :

	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	T (KN)
ELU	6.12	3.60	25.07
ELS	4.42	2.60	18.09

Tableau 3. 24 récapitulatif

3.3.6 Ferraillage de l'escalier

a. Armatures longitudinales

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d = 12.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s= 348 MPa

Tableau 3. 25 données de calcul

		En travée	Aux appuis
ELU	M_t (KN.m)	6.12	3.60
	μ	0.027	0.016
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	oui	oui
	β	0.986	0.992
	A (cm^2)	1.42	0.85
	Le choix	6HA14 = 9.24 cm^2	6HA10 = 4.71 cm^2
	B /1000	1.5	1.5
	A ≥ B /1000	oui	oui
ELS	M_{ser} (KN.m)	4.42	2.60
	σ_{badm} (Mpa)	15	15
	y1 (cm)	4.61	3.55
	IG mm^4	$1.18*10^8$	$7.15*10^7$
	K	0.0371	0.19
	σ_b (Mpa)	1.73	1.29
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	oui	oui

Tableau 3. 26 calcul des armatures

b. Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4}$ = 2.31	6HA10= 4.71 cm^2
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4}$ =1.17	6HA10= 4.71 cm^2

Tableau 3. 27 calcul Les armatures de répartition

c. Condition de l'espacement :

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t=20≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 20 ≤min [3h=45cm,33cm]

Tableau 3. 28 calcul de l'espacement

d. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{25.06*10^3}{1000*125}$ = 0.20MPa≤ $\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 1.16\ MPa$**(ok)**

e. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{314} = 0.047 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{6.12}{20*7.21} = 0.042$ **(condition vérifier)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0073 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition non vérifié)**

M (KN .m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ_1 (%)	β_1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
4.42	9.24	11.52	0. 73	0.887	192.2	0.51	2.087	0.19
I(cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v(mm)	$\Delta f\ (mm)$	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
$3.13*10^4$	$1.55*10^4$	$3.10*10^4$	3.146	0.88	1.28	0.40	6.30	**oui**

Tableau 3. 29 récapitulation des résultats

3.3.7 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée enflexion simple. Elle a une section (b×h)

a. Pré dimensionnement

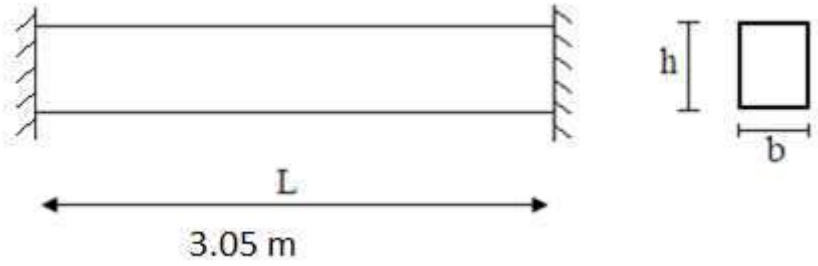


Figure 3. 10 Dimensionnement de la poutre palière

- b : largeur de la base de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donne par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le **Règlement RPA99 Version 2003** en **zone III** sont :

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4

$b_{max} \leq 1.5+b1$

Poutre palière	
Conditions de flèche	L_{max}= 2.6 m ⇒ **17.33cm ≤ h ≤26cm** on adopte h = 30 cm ⇒ **9.7cm ≤ b ≤22.6cm on adopte b = 25 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm **; b=25cm≥20cm** h/b=1.2
Condition de flèche (h/L ≥1/16)	(h/L=0.09) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	**h = 30cm ; b = 25 cm**

Tableau 3. 30 pré-dimensionnement de la poutre palière

b. Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : P_P = (0.3*0.25*1)*25= 1.875 KN/ml
- Réaction d'escalier : R_u = 37.67 KN, R_{ser} = 27.09 KN
- Poids du demi-mur : 2.72 * 1.28*1 = 3.48 KN/ml

⇒ Pu= 44.88 KN/ml

⇒ Ps = 32.44 KN/ml

c. Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

i. À l'E.L.U :

$$R_A = R_B = \frac{44.88 \times 2.6}{2} = 58.34KN$$

donc: $T^{max} = 58.34\,KN$

$$M_t = \frac{44.88 \times (2.6)^2}{24} = 12.64KNm$$

$$M_a = \frac{44.88 \times (2.6)^2}{12} = 25.28\,KNm$$

ii. A l'E.L.S :

$$R_A = R_B = \frac{32.44 \times 2.6}{2} = 42.18\,KN$$

Donc : $T^{max} = 58.34\,KN$

$$M_t = \frac{32.44 \times (2.6)^2}{24} = 9.13KNm \quad M_a = \frac{32.44 \times (2.6)^2}{12} = 18.27\,KNm$$

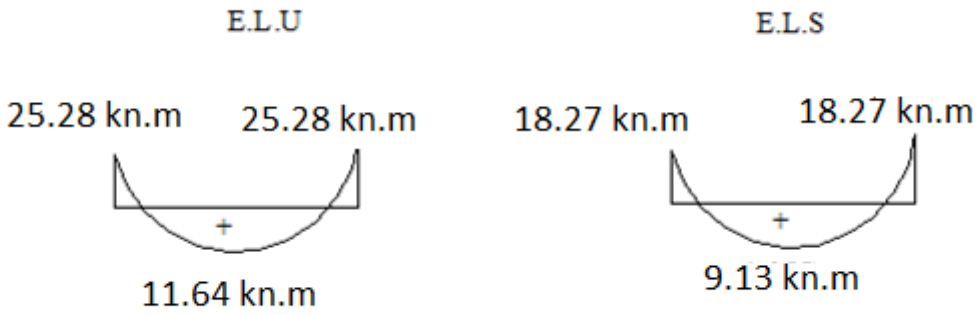


Figure 3. 11 Moments fléchissant

d. Calcul du ferraillage :

i. Armatures longitudinales :

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d= 27.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau 3. 31 données de calcul

	M_u KNm	μ	β	A (cm²)	le choix	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	Vérification
En travée	12.64	0.047	0.975	1.35	2HA10=1.65	0	0.75	**Oui**
En appuis	25.28	023	0.988	2.67	**3HA12=3.39**	0	0.75	**Oui**

Tableau 3. 32 Calcul du ferraillage de la poutre palière

ii. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = 0.212\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ **(Condition vérifié)**

	st mm	st Choi	At min mm²	At Choi
(zone nodale)	7,5	8	6	100,48
(zone courante)	**15**	**15**	**11,25**	**100,48**

Tableau 3. 33

iii. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est préjudiciable, donc il faut vérifier la relation suivante : $\begin{cases}\sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s\end{cases}$

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	5.65
Mser (kN.m)	9.13	18.27
Y (cm)	8.73	10.68
I (mm^4)	$2.34*10^8$	$3.41*10^8$
k	0.038	0.053
$\bar{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	**15**
σ_b**(mpa)**	3.40	5.71
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**oui**	**Oui**
$\bar{\sigma}_s$**(mpa)**	**201.63**	**201.63**
σ_s**(mpa)**	109.64	135.13
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	**oui**	**Oui**

Tableau 3. 34 Vérification à l'E.L.S

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

iv. Vérification de la flèche :

1- $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.08$ **(condition vérifier)**

2- $\frac{A}{b.d} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ **(condition vérifier)**

Étant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

3.4 CALCUL DES DALLES PLEINES

3.4.1 Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure a l'épaisseur, reposant sur 3 appuis.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

3.4.2 Méthode de calcul

- L'épaisseur sera : (Lx/50) ≤ ep ≤ (L x /40)

Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 8cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- Condition d'isolation acoustique :

ep ≥15 cm.

Critère de résistance $160/50 \leq ep \leq 160/40 \Rightarrow 3.10 \leq ep \leq 4$

La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm

Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Pour la dalle pleine, on adopte :**e = 15 cm**

Pour les étages **courant + RDC :**

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.71	1	11.90
ELS			8.71

Tableau 3. 35 Les actions sur la dalle

3.4.3 Principe de calcul

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail Interne.

a. Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

Avec :

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b. Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$$T_{int} = M.\ L.\ \theta$$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

3.4.4 Expose de la méthode

On suppose que la dalle est encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire :

$M_{ax}=M_{ay}=0.5M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

a. Travail externe :

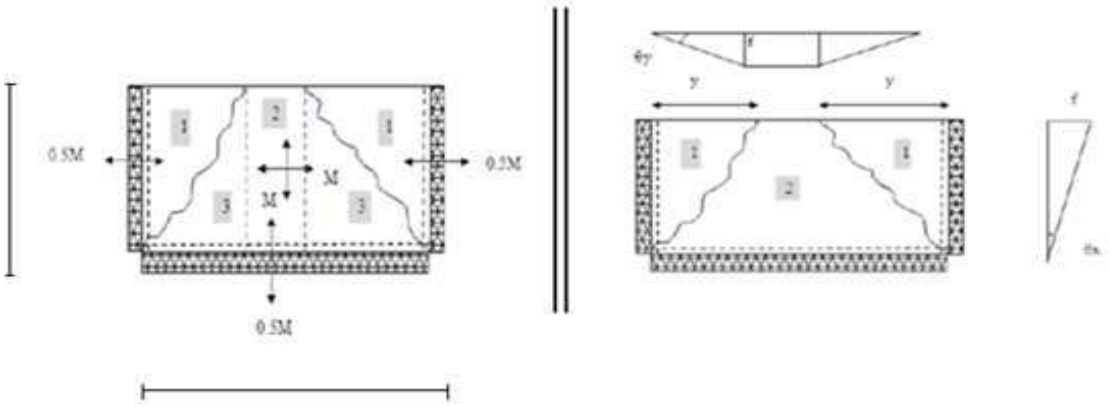


Figure 3. 12 Les différentes étapes de calcul sur la dalle

E.L.U :

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	**travail externe**
1	0.9*y*2	f/3	**7.14*y*f**
2	1.8(2.95-2y)	f/2	**(31.59-21.42y)f**
3	0.9*y*2	f/3	**7.14*y*f**
		$\sum$	**(31.59-7.14y)f**

Tableau 3. 36 les valeurs du travail externe

b. Travail interne

éléments	moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	2*M	1.80	f/y	**3.6 M* f/y**
	2*0.5M	1.80	f/y	**1.8M* f/y**
2	M	2y	f/1.8	**1.11M*f *y**
	0.5M	2.95	f/1.8	**1.63M*f**
			$\sum$	$\left(\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82\right)Mf$

Tableau 3. 37 les valeurs du travail interne

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$(31.59-7.14y)f = \left(\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82\right)Mf \Rightarrow M = \frac{31.59-7.14y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82}$

$\frac{dM}{dy}$ = -40.91 y^2 – 77.1 y +170.58 = 0

$\Rightarrow$ y= 0.94m $\Rightarrow$ M=2.94KN.m

Mu=2.02 KN.m -----M_t=2.94 KN.m

M_a=1.47 KN.m

E.L.S :

$M = \frac{23.12-5.23y}{\frac{5.4}{y}+1.11y+0.82} \Rightarrow M_{ser}$ =2.43 KN.m $\Rightarrow$ M_t=2.15KN.m

M_a=1.07 KN.m

Au niveau de notre structure nous avons 1 type de des dalles pleines, et les résultats sont Représentées dans le tableau suivant :

	types	M_t (KN.m)		**M_a (KN.m)**	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Étages courant+RDC	1	**2.94**	**2.15**	**1.47**	1.07

Tableau 3. 38 Résultats des moments

3.4.5 Calcul de ferraillage :

a. Ferraillage a L'ELU :

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tout les types(1ème type RDC)
Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la fissuration est peu Nuisible.
Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10}$ =1.5 cm

On adopte alors : Ø = 1.5 cm

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d= 12.5 cm
Acier	FeE400	$f_{e=}$400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau 3. 39 données de calcul

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{3.13} = 0.51$

0.4<0.61≤1 donc la dalle traivaillant suivant deux directions

Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10}$ =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

d_x=h-e-Ø/2=12.50 cm

$d_y = d_x - ((\emptyset x + \emptyset y)/2)$= 11.30cm

		Mu	M	β	A (cm²)	Amin (cm²)	**A choisi**
Suivant x	travée	2.94	0.012	0.937	0.679	1.5	**2HA10= 1.65**
	appui	1.47	0.006	0.997	0.9	1.5	**2HA10= 1.65**
Suivant y	travée	2.94	0.012	0.937	0.679	1.5	**2HA10= 1.65**
	appuis	1.47	0.006	0.997	0.997	1.5	**2HA10= 1.65**

Tableau 3. 40 Calcul des sections de la dalle pleine

b. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est préjudiciable, donc il faut vérifier la relation suivante : $\begin{cases}\sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s\end{cases}$

	Suivant X		Suivant Y	
	En travées	**En appuis**	**En travées**	**En appuis**
M_{ser} (kN.m)	2.09	2.09	2.09	1.425
A (cm^2)	3.14	3.14	3.14	3.14
Y (cm)	2.99	2.99	2.99	2.99
I (mm^4)	$5.15*10^7$	$5.15*10^7$	$4*10^7$	$4*10^7$
k (N/mm^3)	0.041	0.021	0.041	0.020
$\sigma_b(\mathbf{mpa})$	1.21	0.64	1.21	0.64
$\overline{\sigma}_b\ (\mathbf{mpa})$	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**oui**	**oui**	**oui**
$\sigma_s(\mathbf{mpa})$	59.46	28.5	59.46	29.73
$\overline{\sigma}_s\ (\mathbf{mpa})$	202	201.63	202	202
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	**Oui**	**oui**	**oui**	**oui**

Tableau 3. 41 Vérification à l'E.L. S

Donc **on adoptera les sections calculées à ELU**

c. Condition d'espacement :

St = 100/4=25cm ≤ $S_{t\,adm}$=min (3h=45cm; 33cm) =33cm ……CV

3.4.6 Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les Conditions suivantes sont satisfaites :

1. $\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0.09 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{4.33}{20\ x\ 4.33} = 0.05$…… **(condition vérifié)**
2. $\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ …. **(condition vérifié)**
3. $\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ……. **(condition vérifié)**

Commentaire :

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

3.4.7 Vérification au cisaillement :

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{Pl_x l_y}{2l_y+l_x}$ = 7.58 KN	$\frac{Pl_x l_y}{3l_y}$ = 6.34 KN
τ_u	$\frac{V}{b*d_x}$ = 0.066 MPa	$\frac{V}{b*d_y}$ = 0.061 MPa
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28}$ = 1.16 MPa	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Oui	oui

Tableau 3. 42 Vérification au cisaillement

4. ETUDE SISMIQUE

4.1 Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente de mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par une force horizontale séismique.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « **ETABS 2013** ».

Dans ce chapitre et les suivants on entend par :

étage	nomenclature
RDC	story1
1er étage	story2
2e étage	story3
3e étage	story4
4e étage	story5
5e étage	story6
6e étage	story7
7e étage	story8

Tableau 4. 1 Nomenclatures des étages

4.2 Choix de la méthode de calcul (§4.1 RPA99)

4.2.1 Méthodes utilisables (§4.1.1 RPA99)

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ».

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.2.2 4.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (§4.1.2 RPA99)

1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m **(condition vérifier)**

a. Régularité en plan : (§3.5.1.a RPA99)

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

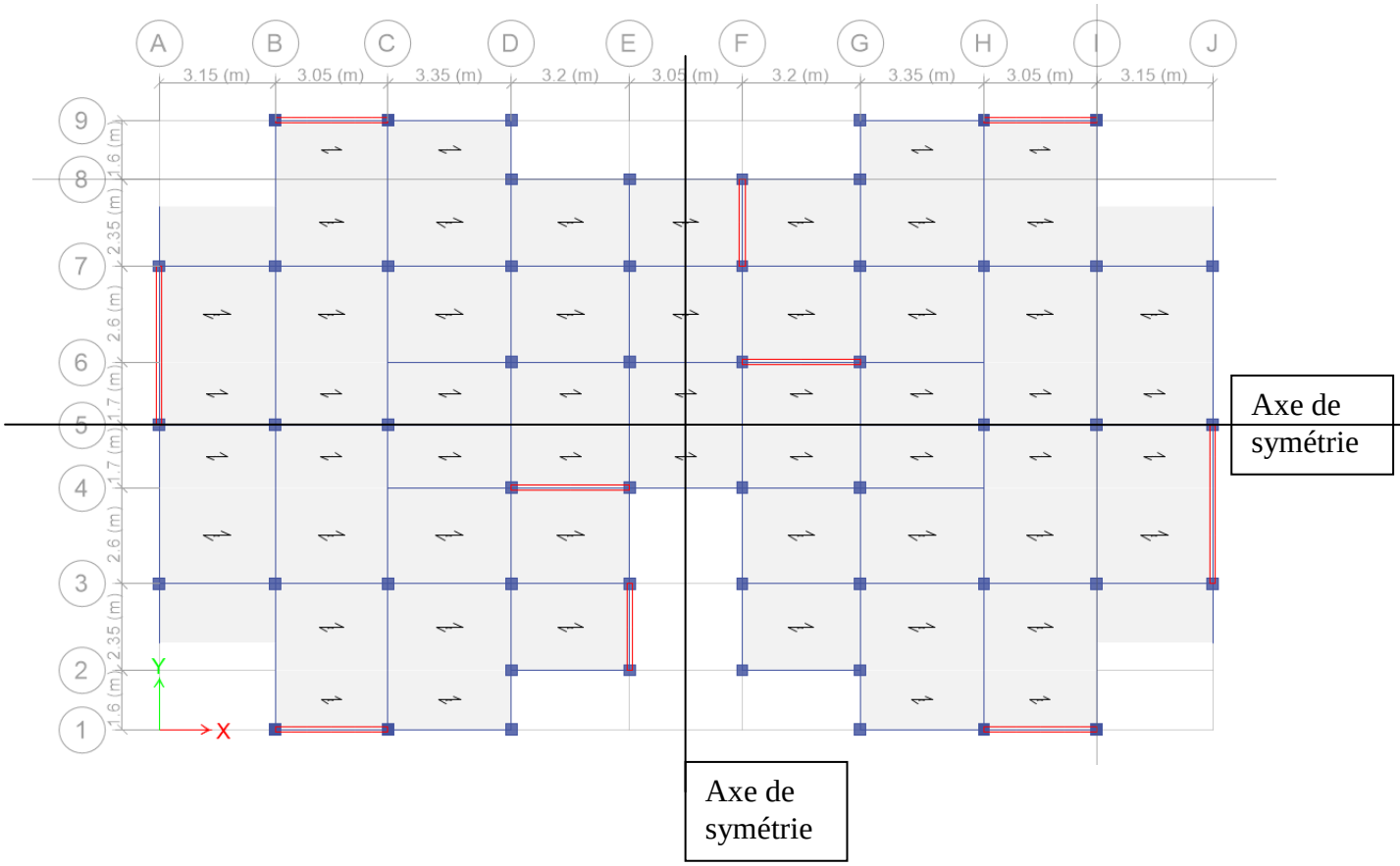


Figure 4. 1 Axes de symétries du plancher

Donc : **la condition est vérifiée**

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

	Excentricité		longueur		pourcentage	
étage	**e x [m]**	**e y [m]**	**Lx [m]**	**Ly [m]**	**% x**	**% y**
Story1	0.044	0.044	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story2	0.044	0.044	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story3	0.044	0.053	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story4	0.044	0.053	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story5	0.044	0.060	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story6	0.044	0.060	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story7	0.044	0.065	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story8	0.043	0.069	28.55	16.5	0.2%	0.4%

Tableau 4. 2 Calcul des excentricités

Donc : la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment **la condition est vérifiée**

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

(cf Fig 3.2)

-suivant xx : 15.75/28.55 =0.55=55% >25%

- suivant yy : 7.9/16.5 =0.48=48% >25%

Donc:**la condition est non vérifiée**

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

- suivant xx : 39.85/50.56 =0.78=78%>15%
- suivant yy : 24.73/36.80=0.67=67%>15%

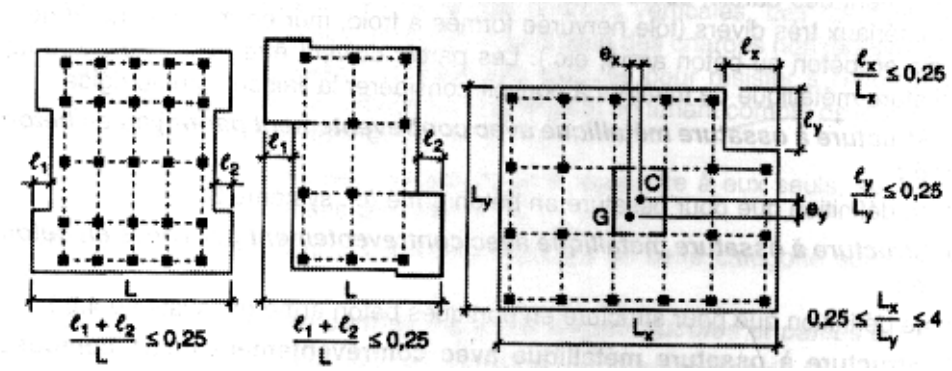


Figure 4. 2 Limites des décrochements en plan

Donc : **la condition est non vérifiée**

b. Régularité en élévation : (§3.5.1.b RPA99)

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Donc : Respecté

b2. Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

Donc : Respecté

Donc : **Régularité en élévation condition est vérifiée**

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la **Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées** et un calcul sismique dynamique avec une analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'ETABS 2013'**.

4.3 Méthode dynamique modale spectrale: (§4.3 RPA99)

4.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2 Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

4.3.3 Vues de modélisation :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

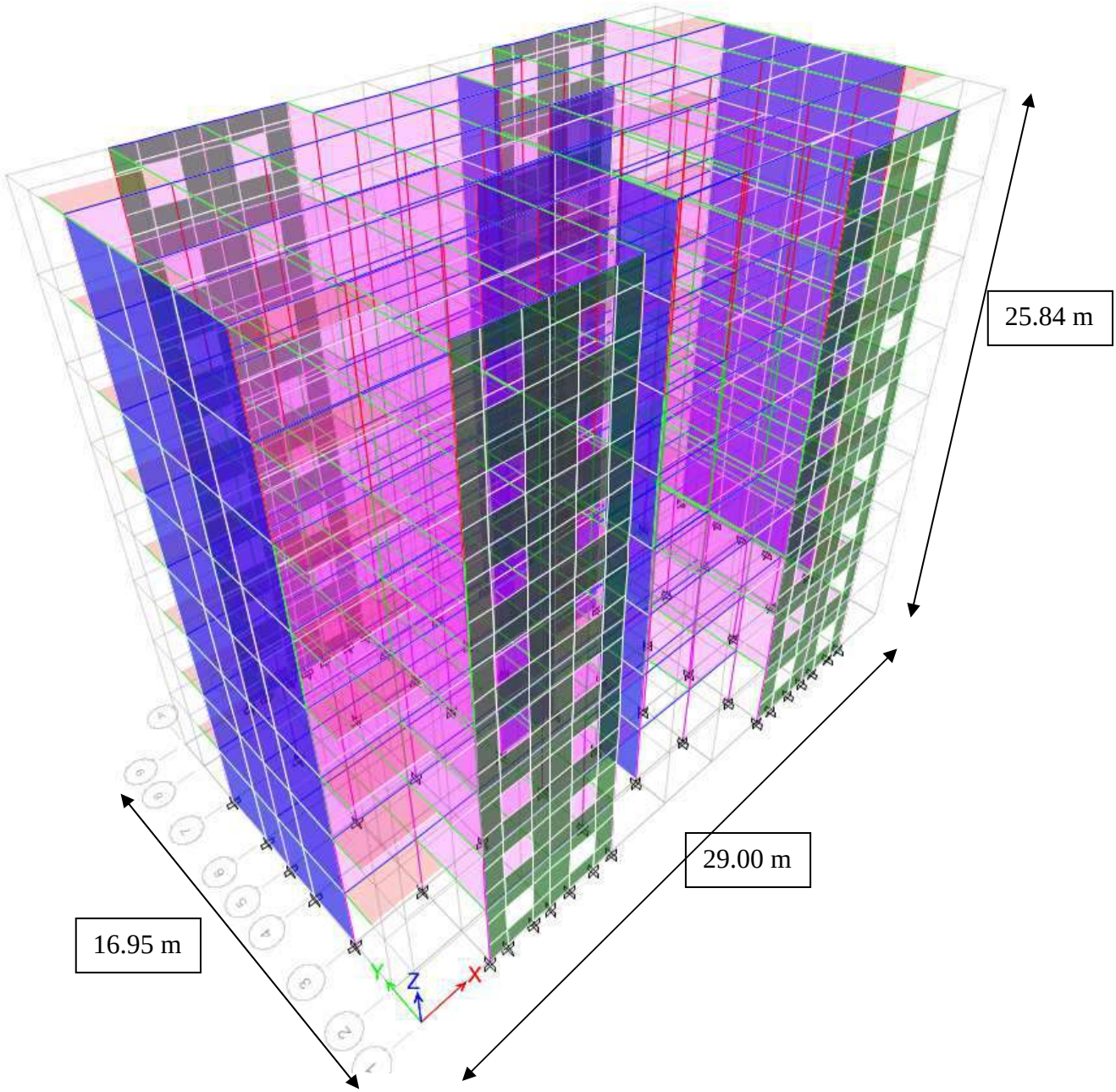


Figure 4. 3 Vue de la modélisation en 3D

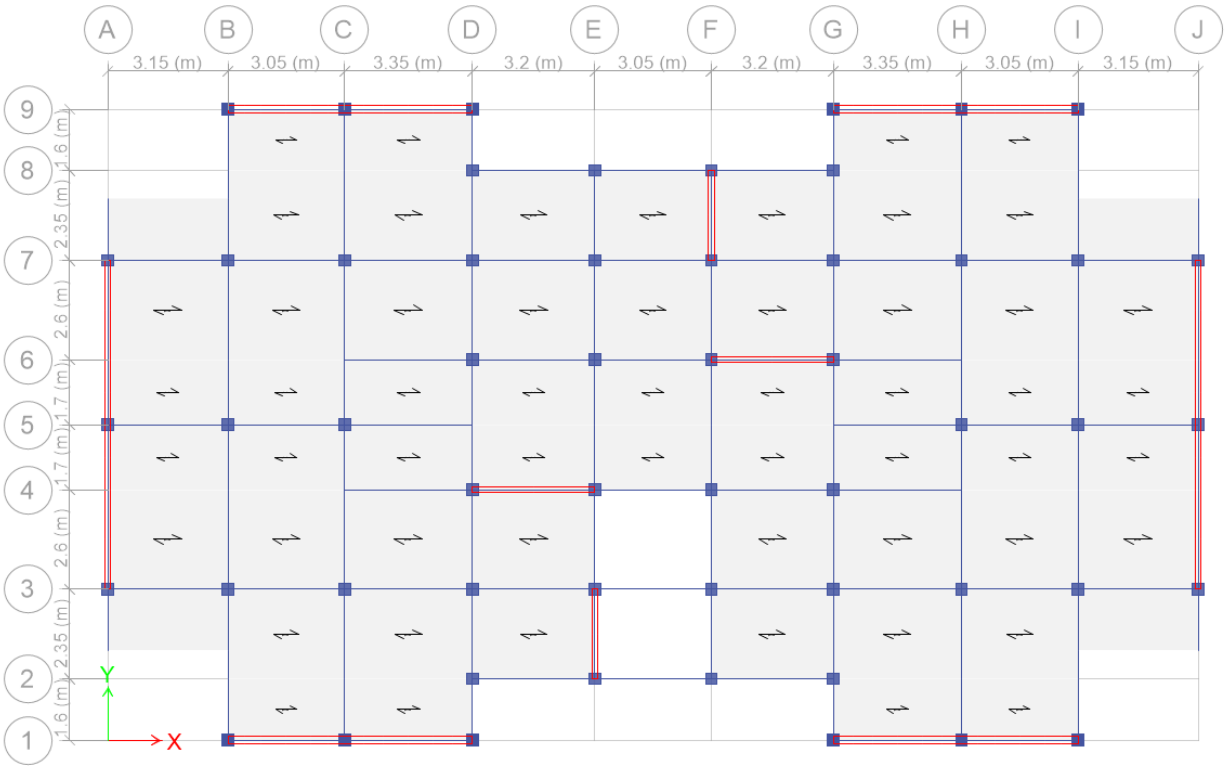


Figure 4. 4 vue de la modélisation en plan

4.3.4 Spectre de réponse de calcul : (§4.3.3 RPA99)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3,0\,s \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3,0\,s \end{cases}$$

Avec :

g: Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

a. Coefficient d'accélération A : [RPA99 version 2003 : Tab.4.1]

zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.4	0.30	0.25	0.18

Tableau 4. 3 Coefficient d'accélération de zone A

Zone III : ALGER

Groupe 2: Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Donc**= 0.25**

b. Facteur d'amplification dynamique moyen,

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

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

i. facteur de correction d'amortissement η:

Donné par la formule : $\eta = 7/(2+\xi)$

Avec : Pourcentage d'amortissement critique *(* ξ =7 %) [RPA99 version 2003 : Tab**.4.2**]

Avec remplissage dense → **η = 0,88**

ii. Périodes caractéristiques : (Tableau 4.7 RPA99).

Nous supposons .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur. pour un site S3 on trouve :

$$\left.\begin{matrix} T_{1.} = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{matrix}\right\}$$

iii. Estimation de la période fondamentale de la structure (§4.2. RPA99):

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

C_T =0.050 : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie (Tableau 4.6 RPA99).

h_N =25.84

T=0.573 s

$$T = 0.09\, h_N/\sqrt{D}$$

T_x=0.435 s

T_y=0.572 s

$T_{x\ etabs}$=0.566 s

$T_{y\ etabs}$=0.541 s

Où: T = min ($T_{empirique}$;T_{modal})

alors Tx=0.435 s Ty=0.541

$Dx = 2.5\eta \qquad 0 \le Tx \le T_2$

$Dy = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \qquad T_2 \le Ty \le 3.0s$

Dx=2.205

Dy=2.092

c. *Facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 RPA99).*

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1

Tableau 4. 4 facteur de qualité Q

Donc : **Qx = 1.25**

Qy = 1.25

d. *Coefficient de pondération : (Tableau 4.5 RPA99).*

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

β= 0,20 (bloc à usage d'habitation)

e. *Coefficient de comportement R : (Tableau 4.3 RPA99).*

i. *Vérification des forces verticales*

	Ng [kN]		Nq [kN]		Ng+βNq [kN]		pourcentage N voile/N structure
	structure	voiles	structure	voiles	structure	voiles	
base	40665.72	21720.79	5335.69	2241.31	41732.86	22169.05	53%

Tableau 4. 5 Charges verticales revenant aux poteaux et aux voiles

ii. Conclusion :

N voile/N structure > 20%

Les voiles reprennent plus de 20ù des charges verticales, donc on est dans le système de contreventement N° 02 dans lequel :

- Les voiles reprennent la totalité des charges sismiques
- Les poteaux ne se calculent qu'en état limite ultime et service

Donc : **R = 3.5**

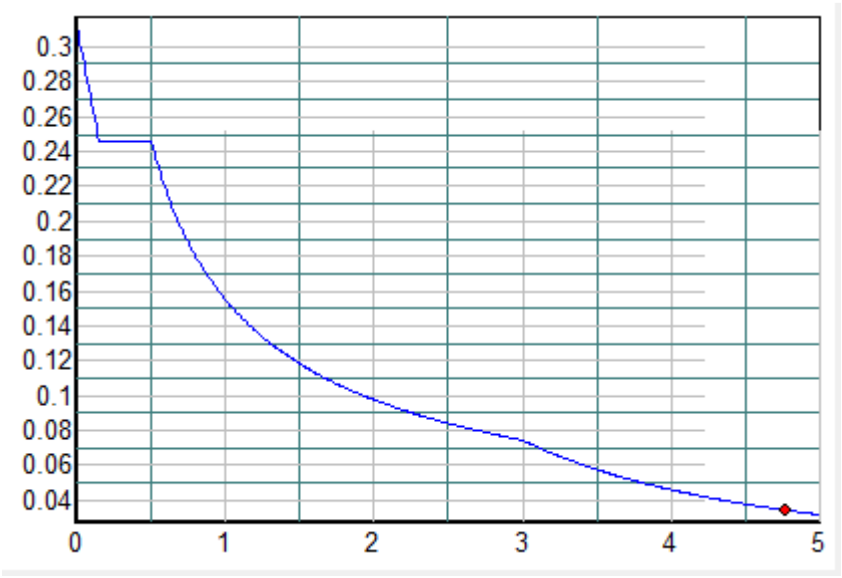


Figure 4. 5 spectre de réponse

4.4 *Caractéristiques géométriques de la structure*

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

4.4.1 Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repère dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considère

Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

étage	Somme de W	Somme de Wi*xi	Somme de Wi*yi	Xg	Yg
Story1	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story2	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story3	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story4	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story5	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story6	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story7	2319.61	33215.50	19514.93	14.32	8.41
Story8	2654.05	38001.80	22318.26	14.32	8.41

Tableau 4. 6 Centre de masse

4.4.2 Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum R_{xi} * X_i}{\sum R_{xi}} = \frac{\sum \frac{I_{xi}}{h_i} * X_i}{\sum \frac{I_{xi}}{h_i}} = \frac{\frac{1}{h}}{\frac{1}{h}} * \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum R_{yi} * Y_i}{\sum R_{yi}} = \frac{\sum \frac{I_{yi}}{h_i} * Y_i}{\sum \frac{I_{yi}}{h_i}} = \frac{\frac{1}{h}}{\frac{1}{h}} * \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - Pour les voiles : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e*L^3}{12}$

Etage	Somme de Ix	Somme de Iy	Somme de Ixi*Xi	Somme de Iyi*Yi	Xr	Yr
Story1	14.12	1.64	201.52	13.89	14.275	8.457
Story2	14.12	1.64	201.52	13.89	14.275	8.457
Story3	14.05	1.57	200.53	13.32	14.275	8.466
Story4	14.05	1.57	200.53	13.32	14.275	8.466
Story5	14.00	1.53	199.85	12.93	14.275	8.473
Story6	14.00	1.53	199.85	12.93	14.275	8.473
Story7	13.97	1.49	199.41	12.67	14.275	8.478
Story8	13.97	1.49	199.41	12.67	14.275	8.478

Tableau 4. 7 Centre de torsion

4.4.3 Excentricités théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

	centre de masse		**centre de rigidité**		**excentricité**		**longueur**		**pourcentage**	
étage	**Xg**	**Yg**	**Xr**	**Yr**	**e x**	**e y**	**Lx**	**Ly**	**% x**	**% y**
Story1	14.32	8.41	14.275	8.457	0.044	0.044	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story2	14.32	8.41	14.275	8.457	0.044	0.044	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story3	14.32	8.41	14.275	8.466	0.044	0.053	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story4	14.32	8.41	14.275	8.466	0.044	0.053	28.55	16.5	0.2%	0.3%
Story5	14.32	8.41	14.275	8.473	0.044	0.060	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story6	14.32	8.41	14.275	8.473	0.044	0.060	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story7	14.32	8.41	14.275	8.477	0.044	0.065	28.55	16.5	0.2%	0.4%
Story8	14.32	8.41	14.275	8.477	0.043	0.069	28.55	16.5	0.2%	0.4%

Tableau 4. 8 Excentricités

4.5 Étude de la structure

4.5.1 Résultat de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Justification vis à vis des déformations.
- Justification de la largeur des joints sismique
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification d'effort normale réduit à la base.
- Vérification de cisaillement des éléments (voir chapitre 05).

4.5.2 Vérification de comportement des trois premiers modes

Modes	Période (seconde)	comportement	Masse modale (%)		
			UX	UY	RZ
Mode 1	0.548	Translation suivant l'axe y	8	58.86	0
Mode 2	0.542	Translation suivant l'axe x	58.59	8.5	0
Mode 3	0.371	Rotation autour de l'axe z	0	0	67.2

Tableau 4. 9 comportement des trois premiers modes

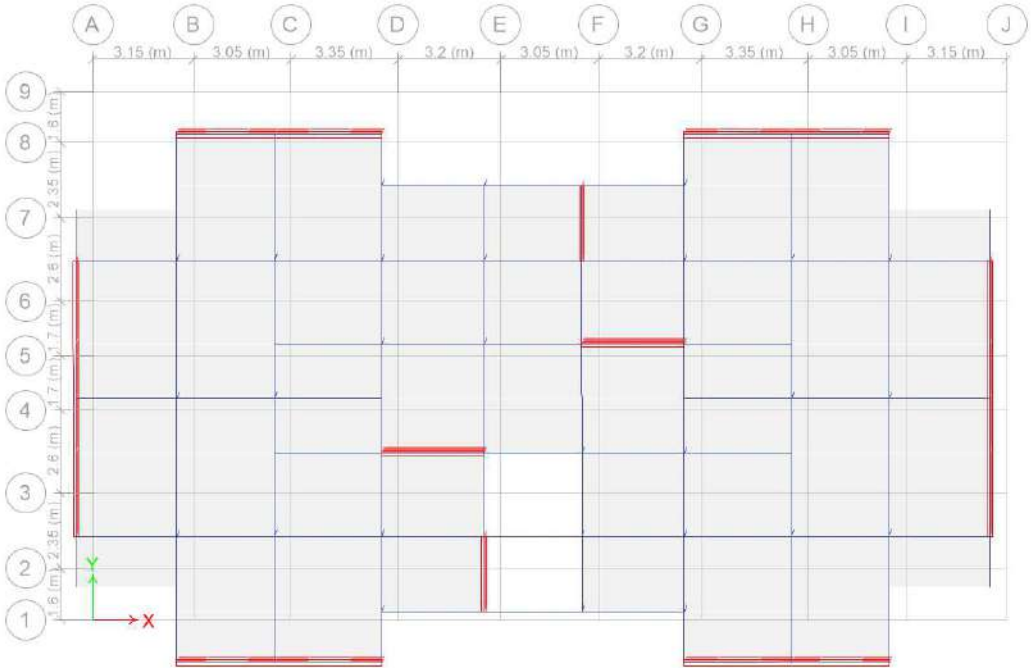


Figure 4. 6 Mode 1 "Translation suivant axe Y"

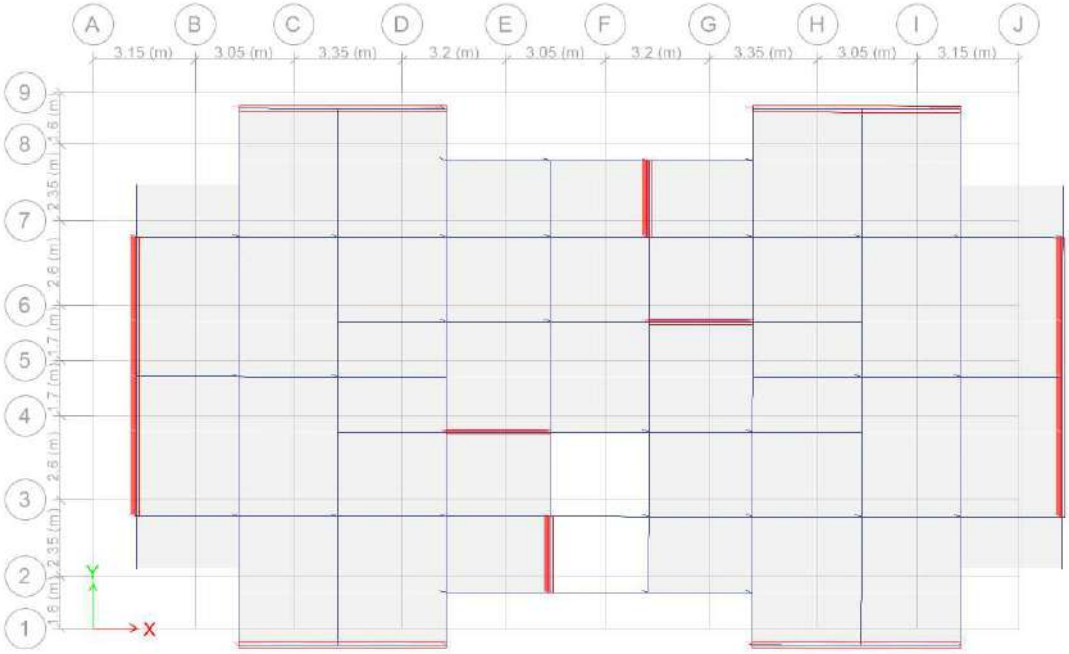


Figure 4. 7Mode 2 ''Translation suivant axe X''

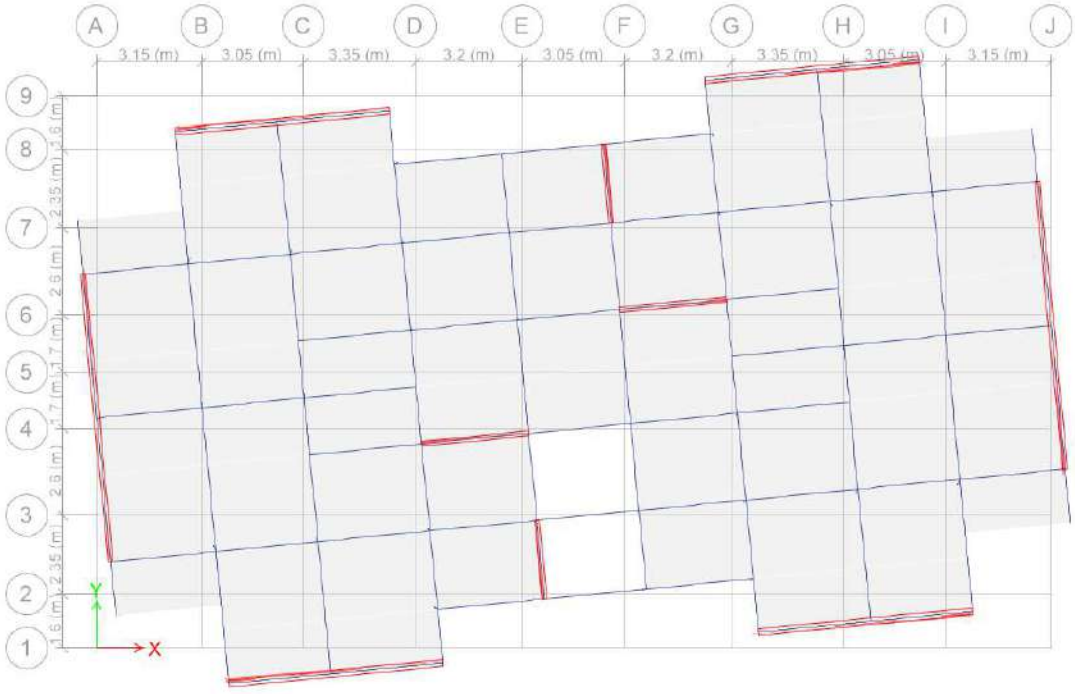


Figure 4. 8Mode 3 ''Rotation autour axe Z''

4.5.3 Vérification de la participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.548	0.0859	0.5886	0.0859	0.5886	3.35E-06	3.35E-06
Modal	2	0.542	0.5859	0.0868	0.6718	0.6754	2.45E-05	2.79E-05
Modal	3	0.371	2.42E-05	0	0.6718	0.6754	0.6726	0.6726
Modal	4	0.135	0.0009	0.2149	0.6728	0.8903	0	0.6726
Modal	5	0.132	0.214	0.0009	0.8867	0.8912	6.07E-06	0.6726
Modal	6	0.088	6.37E-06	0	0.8867	0.8912	0.2247	0.8973
Modal	7	0.064	3.53E-05	0.0635	0.8868	0.9547	0	0.8973
Modal	8	0.062	0.0662	2.96E-05	0.953	0.9547	1.42E-06	0.8973
Modal	9	0.042	3.34E-06	0.0257	0.953	0.9804	0	0.8973
Modal	10	0.042	5.80E-06	0	0.953	0.9804	0.0629	0.9602
Modal	11	0.04	0.0269	2.47E-06	0.9799	0.9804	4.21E-06	0.9602
Modal	12	0.032	0	0.0117	0.9799	0.9922	0	0.9602
Modal	13	0.03	0.0121	0	0.992	0.9922	0	0.9602
Modal	14	0.028	0	0	0.992	0.9922	0.0237	0.9838
Modal	15	0.026	0	0.0053	0.992	0.9975	0	0.9838
Modal	16	0.025	0.0054	0	0.9974	0.9975	0	0.9838
Modal	17	0.023	0	0.0021	0.9974	0.9996	0	0.9838
Modal	18	0.022	0.0021	0	0.9995	0.9996	0	0.9838
Modal	19	0.022	0	0.0004	0.9995	1	0	0.9838
Modal	20	0.021	0	0	0.9995	1	0.0101	0.9939
Modal	21	0.021	0.0005	0	1	1	0	0.9939
Modal	22	0.018	0	0	1	1	0.0043	0.9982
Modal	23	0.016	0	0	1	1	0.0015	0.9998
Modal	24	0.015	0	0	1	1	0.0002	1

Tableau 4. 10 La participation massique

La participation massique attient les 90% dans le 10^{e} mode de vibration.

4.5.4 Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
Donc il faut vérifier que : 0.8 V/V_t

Si V_t < 0,80.V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport $0.8V/V_t$.

a. Calcul de la force sismique statique totale à la base [RPA99 version 2003 Art.4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon les formules

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

i. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\,\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3,0\,s \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3,0\,s \end{cases}$$

Catégorie du site : site meuble (S3) donc :

$$T_{1.} = 0.15\ s$$

$$T_2 = 0.50\ s$$

D_x= 2.205

D_y= 2.092

- ✓ W : Poids total de la structure :

$W = \sum_{i=a}^{n} W_i$ Avec Wi = W_{Gi} + β W_{Qi}

β=0.2 (RPA 99 version 2003 Tableau : 4.5)

W_g = 40504.178 **kN**

W_q = 5327.7587 **kN**

$W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$= 40504.78 + 0.2*5327.7587

W=41569.73kN

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.2	2.205	2.092	3.5	1.25	1.25	41569.73	8184.04	7764.63

Tableau 4. 11 Calcul de la force sismique

b. la force sismique dynamique modale totale à la base:

à l'aide des résultats dynamiques obtenus après calcul par logiciel on obtient:

Charge	FX kN	FY kN
Ex Max	9267.8379	476.13
Ey Max	476.13	9270.3066

Tableau 4. 12 Forces sismiques à la base

c. Vérification résultante des forces sismiques de calcul :

	$V_{étabs}$	$V_{st.éq}$	0.8* $V_{st.éq}$	$V_{étabs}$ / $V_{st.éq}$	Vérification ($V_{étabs}$ / $V_{st.éq}$>80%)
V_{xx}	9267.8379	8184.04	6547.232	113%	OK
V_{yy}	9270.3066	7764.63	6211.704	119%	OK

Tableau 4. 13 vérification résultante des forces sismiques de calcul

4.5.5 Effets de la torsion accidentelle (§4.3.7 RPA99)

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales
Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée ,une excentricité accidentelle(additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

4.5.6 Vérification de la stabilité au renversement (§4.4.1 RPA99)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.Le moment de renversement est égale à :

$$M_{oy} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{ix}$$

$$M_{ox} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{iy}$$

Avec :

- ✓ F_{ix} , F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant S et Y
- ✓ H_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de la stabilité qui est égale à : $M_{ty}=X_G*W_i$, $M_{tx} = Y_G*W_i$

Avec :

XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

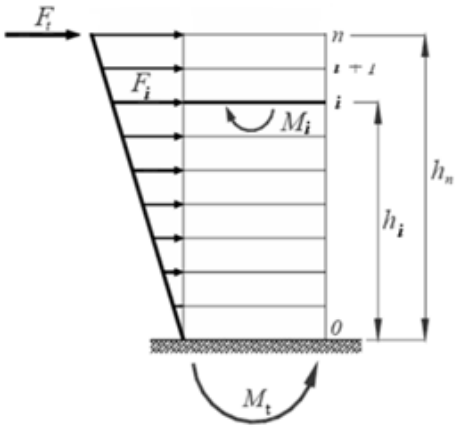


Figure 4. 9 Forces agissent sur la stabilité au renversement

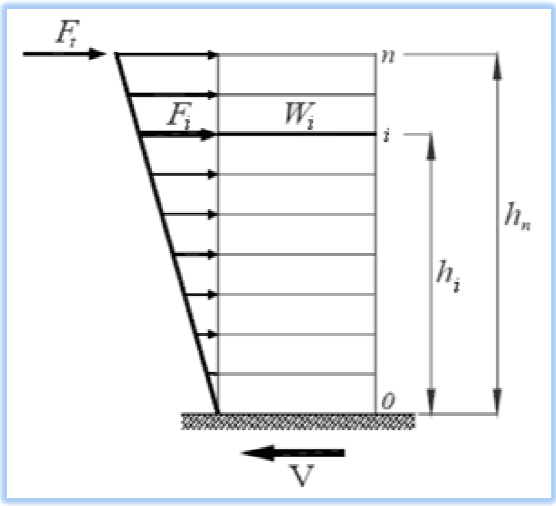


Figure 4. 10 Distribution des forces sismiques

a. Moment de renversement :

i. Suivant XX :

Story	Load Case/Combo	Location	VX	f xi	hi	My renversement
Story8	Ex Max	Top	2107.62	2 107.62	25.84	54 460.97
Story7	Ex Max	Top	4068.91	1 961.30	22.61	44 344.90
Story6	Ex Max	Top	5559.39	1 490.48	19.38	28 885.47
Story5	Ex Max	Top	6744.81	1 185.42	16.15	19 144.51
Story4	Ex Max	Top	7695.67	950.86	12.92	12 285.10
Story3	Ex Max	Top	8441.30	745.63	9.69	7 225.17
Story2	Ex Max	Top	8976.19	534.89	6.46	3 455.37
Story1	Ex Max	Top	9267.83	291.65	3.23	942.02

Tableau 4. 14 Moment de renversement suivant XX

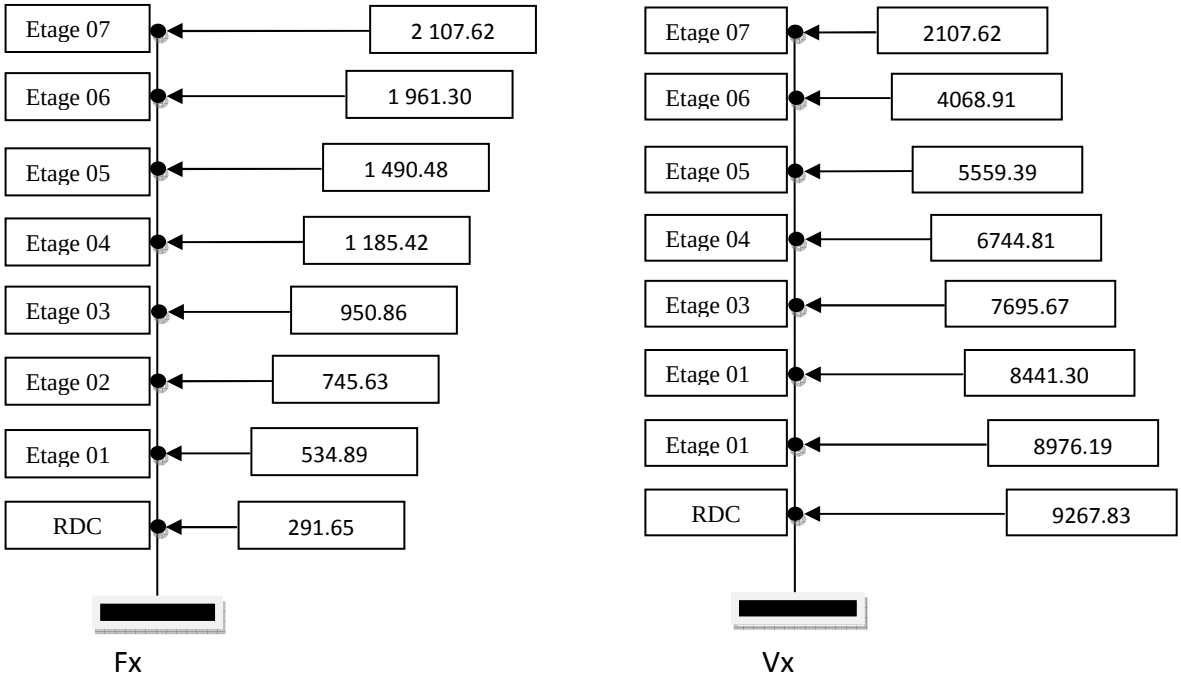


Figure 4. 11 Concentration des forces sismiques aux étages suivant

ii. Suivant YY

Story	Load Case/Combo	Location	VY	f yi	hi	Mx renversement
Story8	Ey Max	Top	2090.09	2 090.09	25.84	54 008.01
Story7	Ey Max	Top	4052.60	1 962.51	22.61	44 372.43
Story6	Ey Max	Top	5545.07	1 492.46	19.38	28 923.95
Story5	Ey Max	Top	6731.16	1 186.09	16.15	19 155.42
Story4	Ey Max	Top	7683.64	952.48	12.92	12 306.04
Story3	Ey Max	Top	8433.94	750.30	9.69	7 270.39
Story2	Ey Max	Top	8974.77	540.83	6.46	3 493.78
Story1	Ey Max	Top	9270.30	295.53	3.23	954.57

Tableau 4. 15 Moment de renversement suivant YY

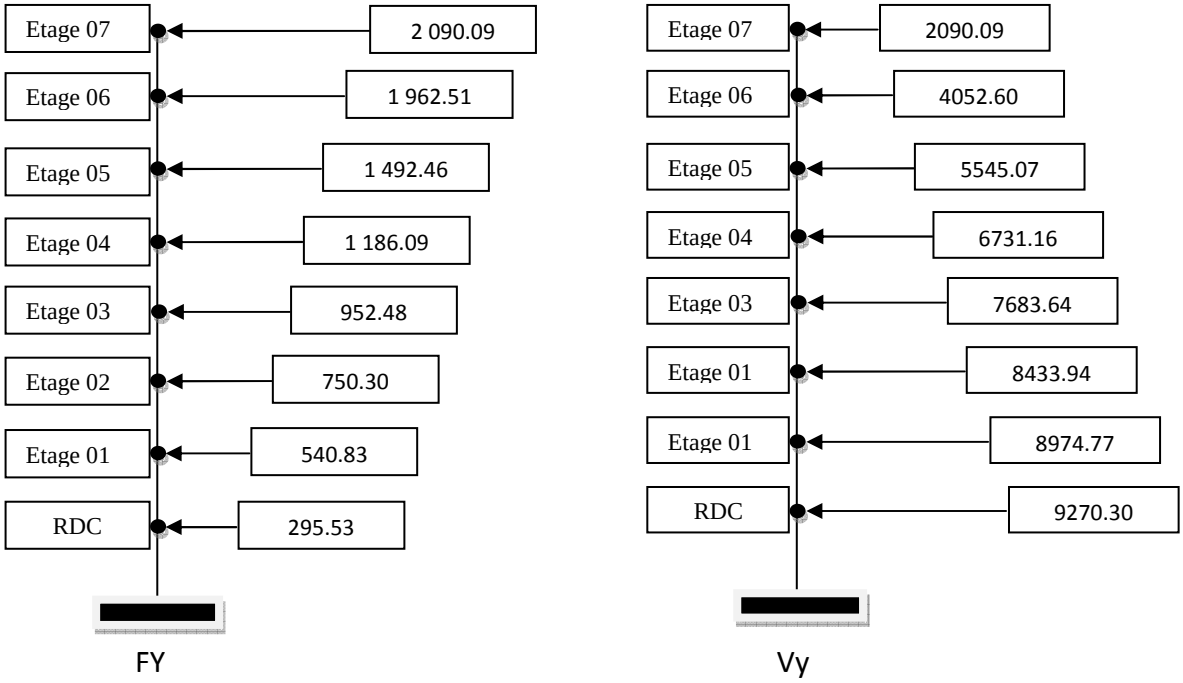


Figure 4. 12 concentration des forces sismiques aux étages suivant y

Moment de stabilité :

étage	m_G	m_Q	mi= m_G +β m_Q	xg	yg	$M_{y\ stab\ -1}$	$M_{x\ stab\ -1}$	Lx	Ly	$M_{ystab\ -2}$	$M_{xstab\ -2}$
Story8	4438.72	396.12	4 517.95	14.32	8.41	64 694.65	38 009.71	28.55	16.50	64 292.86	36 536.48
Story7	9323.07	1100.64	9 543.20	14.32	8.41	136 653.57	80 287.37	28.55	16.50	135 804.88	77 175.49
Story6	14349.13	1805.16	14 710.17	14.32	8.41	210 641.80	123 757.28	28.55	16.50	209 333.59	118 960.54
Story5	19375.20	2509.68	19 877.14	14.32	8.41	284 630.02	167 227.20	28.55	16.50	282 862.31	160 745.60
Story4	24564.78	3214.20	25 207.63	14.32	8.41	360 959.75	212 072.81	28.55	16.50	358 717.99	203 853.02
Story3	29754.36	3918.72	30 538.11	14.32	8.41	437 289.47	256 918.42	28.55	16.50	434 573.66	246 960.45
Story2	35129.27	4623.24	36 053.92	14.32	8.41	516 272.90	303 323.15	28.55	16.50	513 066.56	291 566.56
Story1	40504.17	5327.75	41 569.73	14.32	8.41	595 211.87	349 564.87	28.55	16.50	591 603.91	336 335.67

Tableau 4. 16 Calcul de moment de stabilité suivant x,y

b. Vérification :

i. Suivant XX :

étage	Mx stab -1	Mx stab -2	Mx renversement
Story8	38 009.71	36 536.48	54 008.01
Story7	80 287.37	77 175.49	44 372.43
Story6	123 757.28	118 960.54	28 923.95
Story5	167 227.20	160 745.60	19 155.42
Story4	212 072.81	203 853.02	12 306.04
Story3	256 918.42	246 960.45	7 270.39
Story2	303 323.15	291 566.56	3 493.78
Story1	349 564.87	336 335.67	954.57
Total	**1 531 160.82**	**1 472 133.81**	**170 484.58**

Tableau 4. 17 Récapitulation des moments stabilisants et de renversement suivant XX

∑Mx stab -1 / ∑Mx renv =	8.98	> 1.5	ok
∑Mx stab -2 / ∑Mx renv =	8.63	> 1.5	ok

ii. suivant yy:

étage	My stab -1	My stab -2	My renversement
Story8	64 694.65	64 292.86	54 460.97
Story7	136 653.57	135 804.88	44 344.90
Story6	210 641.80	209 333.59	28 885.47
Story5	284 630.02	282 862.31	19 144.51
Story4	360 959.75	358 717.99	12 285.10
Story3	437 289.47	434 573.66	7 225.17
Story2	516 272.90	513 066.56	3 455.37
Story1	595 211.87	591 603.91	942.02
Total	**2 606 354.03**	**2 590 255.76**	**170 743.49**

Tableau 4. 18 Récapitulation des moments stabilisants et de renversement suivant YY

∑My stab -1 / ∑My renv =	15.26	> 1.5	ok
∑My stab -2 / ∑My renv =	15.17	> 1.5	ok

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement suivant les deux directions

4.5.7 Justification vis à vis des déformations (§5.10. RPA99)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

a. Suivant xx :

étage	$\delta_{ek\,x}$ [mm]	R	$\delta_{k\,x}$ [cm]	$\Delta_{k\,x}$ [cm]	h [m]	1%h [cm]	vérification (Δk<1%h)
Story8	25.6	3.5	9.0	1.4	3.23	3.23	ok
Story7	21.6	3.5	7.6	1.4	3.23	3.23	ok
Story6	17.5	3.5	6.1	1.4	3.23	3.23	ok
Story5	13.5	3.5	4.7	1.4	3.23	3.23	ok
Story4	9.6	3.5	3.4	1.2	3.23	3.23	ok
Story3	6.1	3.5	2.1	1.0	3.23	3.23	ok
Story2	3.2	3.5	1.1	0.7	3.23	3.23	ok
Story1	1.1	3.5	0.4	0.4	3.23	3.23	ok

Tableau 4. 19 Justification des déformations suivant XX

b. Suivant yy :

étage	$\delta_{ek\,y}$ [mm]	R	$\delta_{k\,y}$ [cm]	$\Delta k_{\,y}$ [m]	h [m]	1%h [cm]	vérification (Δk<1%h)
Story8	25.7	3.5	9.0	1.4	3.23	3.23	ok
Story7	21.7	3.5	7.6	1.4	3.23	3.23	ok
Story6	17.7	3.5	6.2	1.4	3.23	3.23	ok
Story5	13.6	3.5	4.8	1.3	3.23	3.23	ok
Story4	9.8	3.5	3.4	1.2	3.23	3.23	ok
Story3	6.3	3.5	2.2	1.1	3.23	3.23	ok
Story2	3.3	3.5	1.2	0.7	3.23	3.23	ok
Story1	1.2	3.5	0.4	0.4	3.23	3.23	ok

Tableau 4. 20 Justification des déformations suivant YY

4.5.8 Calcul de joint [Art 5.8]

- Supposons qu'on a deux mêmes blocs adjacents suivant XX :

$d_x = \delta_{x1\ réel} + 15\ mm + \delta_{x2\ réel} \Rightarrow d_x = 9.0 + 1.5 + 9.0 = 19.5\ cm$

on adopte : $d_x = 20\ cm > 4cm$

- Supposons un autre cas qu'on a deux même blocs adjacent suivant YY :

$d_y = \delta_{y1\ réel} + 15\ mm + \delta_{y2\ réel} \Rightarrow d_y = 9.0 + 1.5 + 9.0 = 19.50\ cm$

on adopte : $d_y = 20\ cm > 4cm$

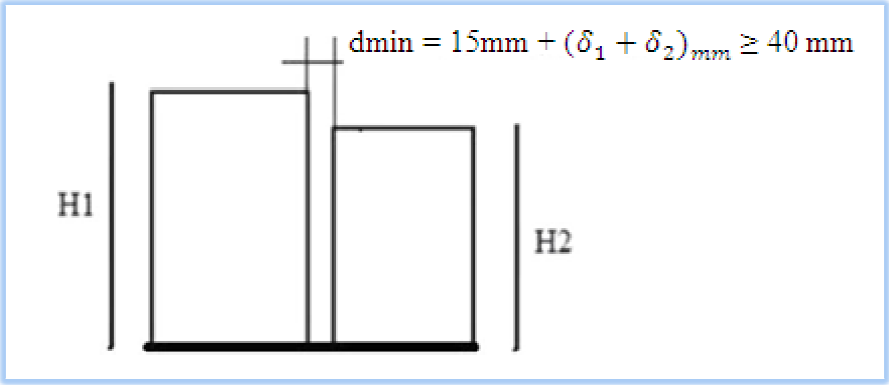


Figure 4. 13 Largeur minimum du joint

4.5.9 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (5.9 RPA99):

Selon **[**RPA99version 2003 **Art 5.9**] : Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

θ= Pk *Δk / Vk*hk Δ0.10

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage << k>>.

Si 0.10<θ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

a. Calcul des déplacements $U_{x,y}$:

étage	Ux[mm]	Uy[mm]
Story8	25.6	25.7
Story7	21.6	21.7
Story6	17.5	17.7
Story5	13.5	13.6
Story4	9.6	9.8
Story3	6.1	6.3
Story2	3.2	3.3
Story1	1.1	1.2

Tableau 4. 21 Calcul des déplacements

b. Calcul des poids Pk :

Etae	mg	mq	mi=mg+βmq	Pk
Story8	4438.7257	396.1275	4517.9512	4517.9512
Story7	9323.0739	1100.6463	9543.20316	14061.1544
Story6	14349.1383	1805.165	14710.1713	28771.3257
Story5	19375.2027	2509.6837	19877.1394	48648.4651
Story4	24564.7859	3214.2025	25207.6264	73856.0915
Story3	29754.3691	3918.7212	30538.1133	104394.205
Story2	35129.2736	4623.24	36053.9216	140448.126
Story1	40504.178	5327.7587	41569.7297	182017.856

Tableau 4. 22 Calcul des poids

c. Calcul des déplacement relatifs Δk:

i. Suivant xx :

Etage	δek x [mm]	R	δk x [m]	Δk x [m]
Story8	25.6	3.5	0.090	0.014
Story7	21.6	3.5	0.076	0.014
Story6	17.5	3.5	0.061	0.014
Story5	13.5	3.5	0.047	0.014
Story4	9.6	3.5	0.034	0.012
Story3	6.1	3.5	0.021	0.010
Story2	3.2	3.5	0.011	0.007
Story1	1.1	3.5	0.004	0.004

Tableau 4. 23 Calcul des déplacements suivant XX

ii. Suivant yy :

Etage	δek y [mm]	R	δk y [m]	Δk y [m]
Story8	25.7	3.5	0.090	0.014
Story7	21.7	3.5	0.076	0.014
Story6	17.7	3.5	0.062	0.014
Story5	13.6	3.5	0.048	0.013
Story4	9.8	3.5	0.034	0.012
Story3	6.3	3.5	0.022	0.011
Story2	3.3	3.5	0.012	0.007
Story1	1.2	3.5	0.004	0.004

Tableau 4. 24 Calcul des déplacements suivant YY

d. calcul du ϑ:

i. Suivant xx :

Etage	Pk	Δk x [m]	Vkx	h [m]	θx [m]
Story8	4517.9512	0.014	2107.6225	25.84	0.00
Story7	14061.1544	0.01435	4068.9182	22.61	0.00
Story6	28771.3257	0.014	5559.3963	19.38	0.00
Story5	48648.4651	0.01365	6744.8146	16.15	0.01
Story4	73856.0915	0.01225	7695.6739	12.92	0.01
Story3	104394.205	0.01015	8441.305	9.69	0.01
Story2	140448.126	0.00735	8976.1921	6.46	0.02
Story1	182017.856	0.00385	9267.8379	3.23	0.02

Tableau 4. 25 Vérification de l'effet PΔ suivant XX

Donc : l'effet P_Δ est négligeable suivant XX

ii. Suivant yy :

Etage	Pk	Δk y [m]	Vky	h	θx
Story8	4517.9512	0.014	2090.0932	25.84	0.00
Story7	14061.1544	0.014	4052.6065	22.61	0.00
Story6	28771.3257	0.01435	5545.0705	19.38	0.00
Story5	48648.4651	0.0133	6731.1649	16.15	0.01
Story4	73856.0915	0.01225	7683.645	12.92	0.01
Story3	104394.205	0.0105	8433.9428	9.69	0.01
Story2	140448.126	0.00735	8974.7752	6.46	0.02
Story1	182017.856	0.0042	9270.306	3.23	0.03

Tableau 4. 26 Vérification de l'effet PΔ suivant YY

Donc : l'effet PΔ est négligeable suivant YY.

5. CALCUL DES ELEMENT RESISTANTS

Introduction :
Le ferraillage des éléments se fera conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99 version 2003.

5.1 Combinaison des charges :

Le calcul du ferraillage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

5.1.1 Combinaisons exigées par le CBA93 :

a. État Limite Ultime ELU :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves. La combinaison des états limites ultimes est donnée par [1] :

$1.35G+1.5Q \ldots\ldots\ldots (6.1)$

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitation ;

b. Etat Limite De Service ELS :

Ces états servent généralement pour une vérification en termes de durabilité de la structure, ces états correspondent au mode de travail de la structure dans des conditions normales. La combinaison est donnée par [1] :

$G+Q \ldots\ldots\ldots (6.2)$

5.1.2 Combinaisons exigées par le RPA99v2003 :

Les combinaisons d'actions aux états limites ultime accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par cadres/voiles [2] :

$G+Q\pm E \ldots\ldots\ldots (6.3)$

$8.0G\pm E \ldots\ldots\ldots (6.4)$

- E : Action sismique donnée par la méthode statique équivalente ou par la méthode dynamique spectrale.

5.2 Pièces courtes [2 :7.1.3.4] :

Les diagrammes à l'état ultime accidentel montrent que les éléments courts qui ont une grande rigidité absorberont un grand moment et effort tranchant, par exemple :

- Une poutre divisée par un mur porteur, figure suivante;
- Dans les poteaux supportant l'escalier où la poutre palière les divisant en deux;

- Cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur du poteau - présence d'ouvertures en vasistas par exemple- .etc.

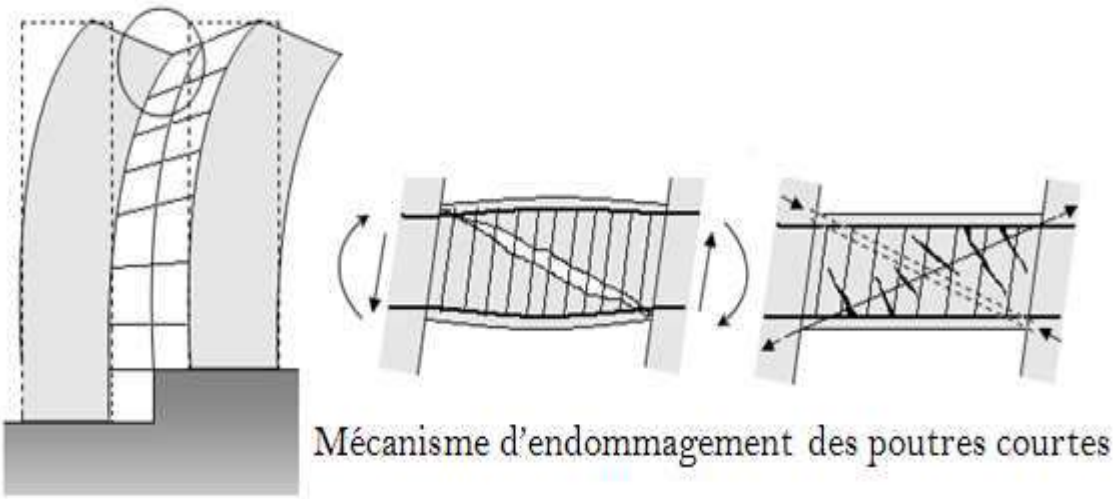


Figure 5. 1 Exemple d'un élément court ''poutre par exemple''

Donc, le problème des éléments courts est posé par une nécessité d'une plus grande section d'armatures sur une plus petite portée, Figure suivante.

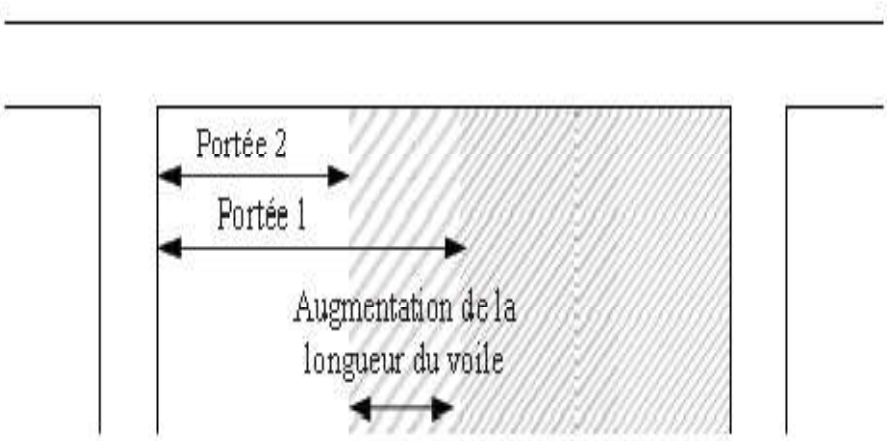


Figure 5. 2 effet de la longueur des voiles sur les poutres courte-pièce courte-

D'après le règlement parasismique, on entend par une pièce courte, celle qui a sa portée ℓ vérifiant :

$\ell \leq 4h \ldots \ldots \ldots (6.5)$

Où : h est la hauteur de la section droite de l'élément.

Donc : la solution idéale pour éviter ce phénomène surtout dans les poutres c'est L'utilisation des voiles dont les deux extrémités aboutissent à des poteaux pour permettre d'avoir une grande rigidité pour les contreventements (avec pratiquement la même quantité du béton), d'où une plus grande participation des voiles au contreventement sans observation de concentration des efforts dans les poteaux ni formation des poutres courtes.

5.3 Ferraillage des poutres :

Les poutres de notre projet ont des formes carré et rectangulaires, elles sont soumises à la flexion simple ainsi qu'à la flexion composée pour les poutres longues pour tenir compte de l'effet de la température car nous n'avons pas prévu de joint de dilatation.

5.3.1 Détermination des armatures longitudinales :

a. Recommandations règlementaires :

i. Recommandation du CBA93 :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{bh}{1000} \dots\dots\dots (6.6)$$

ii. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Cependant, Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone de recouvrement.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

iii. Moments à considérer :

En travée :

Souvent le moment en travée est positif sauf pour le cas des travées très courtes où le moment peut être négatif.

En appui :

Le moment en appui est négatif

iv. Détermination des armatures à l'ELU et l'ELA de résistance :

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

- Situation durable :
  - Béton : $\Upsilon_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\Upsilon_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton : $\Upsilon_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier : $\Upsilon_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

❖ Avec :

$$d = h - e - \frac{\Phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \& \qquad c = c' = h - d \ldots\ldots\ldots (6.7)$$

b. moment de calcul :

i. Poutre principales 30x40 :

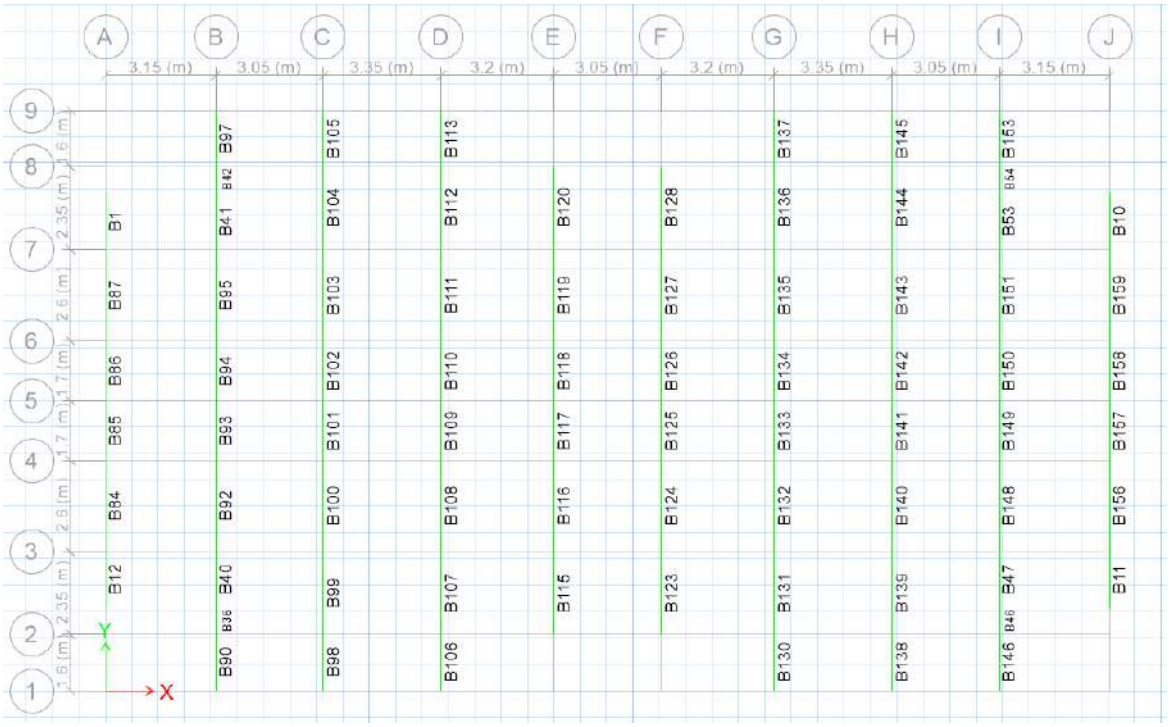


Figure 5. 3 Repérage des poutres principales 30x40

	poutre / étage	M appui	M travée
ELU	(B109=3.4m) (B140=4.3m) / (Story7 et Story8)	-62.81	34.47
ELS	(B109=3.4m) (B140=4.3m) / (Story7 et Story8)	-45.53	25.19
ELA	[(B116 =2.6m) G+Q + Ey] [(B127=2.6m) 0.8G+Ey] / (Story7 et Story8)	-117.79	142.22

Tableau 5. 1 Récapitulation des moments agissant sur les poutres principales 30x40

ii. Poutre secondaire 30x30 :



Figure 5. 4 Repérage des poutres secondaires 30x30

	poutre / étage	M appui	M travi
ELU	(B37=3.15m) / (Story7 et Story8)	-32.52	18.75
ELS	B37 / (Story7 et Story8)	-23.77	13.65
ELA	(B50=3.05m) G+Q+Ex / (Story7 et Story8)	-80.95	/

Tableau 5. 2 Récapitulation des moments agissant sur les poutres secondaires 30x30

c. Calcul des armatures longitudinales

i. Poutres principales 30x40 :

		M [KN.m]	h[m]	b[m]	d[m]	c[m]	$\overline{\sigma_s}$ [Mpa]	$\overline{\sigma_b}$ [Mpa]
appui	ELU	62.81	0.4	0.3	0.36	0.04	348	14.2
	ELA	142.22	0.4	0.3	0.36	0.04	400	18.48
travée	ELU	34.47	0.4	0.3	0.36	0.04	348	14.2
	ELA	117.79	0.4	0.3	0.36	0.04	400	18.48

Tableau 5. 3Calcul du ferraillage longitudinal des poutres principales 30x40 (1/2)

		μ	μl	μ>μl	β	A[cm²]
Appui	ELU	0.114	0.392	oui	0.939	5.34
	ELA	0.198	0.379	oui	0.889	11.11
Travée	ELU	0.062	0.392	oui	0.968	2.84
	ELA	0.164	0.392	oui	0.91	8.99

Tableau 5. 4Calcul du ferraillage longitudinal des poutres principales 30x40 (2/2)

ii. Poutres secondaires 30x30 :

		M [KN.m]	h[m]	b[m]	d[m]	c[m]	$\overline{\sigma_s}$ [Mpa]	$\overline{\sigma_b}$ [Mpa]
appui	ELU	32.52	0.3	0.3	0.27	0.03	348	14.2
	ELA	80.95	0.3	0.3	0.27	0.03	400	18.48
travée	ELU	18.75	0.3	0.3	0.27	0.03	348	14.2

Tableau 5. 5 Calcul du ferraillage longitudinal des poutres secondaires 30x30 (1/2)

		μ	μl	μ>μl	β	A [cm²]
Appui	ELU	0.105	0.392	oui	0.945	3.66
	ELA	0.200	0.379	oui	0.887	8.45
Travée	ELU	0.060	0.392	oui	0.969	2.06

Tableau 5. 6 Calcul du ferraillage longitudinal des poutres secondaires 30x30 (2/2)

d. Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous M_{ser} selon les règles CBA93.

$\sigma_b = k.y_1$ &$\sigma_s = 15.k\,(d-y_1)$ … … … (6.13)

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$ & $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202M$

	poutre	A=A' [cm2]	h[m]	b[m]	d[m]	c[m]	y_1[m]	I_{xx}[m4]	M_{ser} [KN.m]
appui	30x30	8.45	0.3	0.3	0.27	0.03	0.0958	0.00052744	23.77
	30x40	11.11	0.4	0.3	0.36	0.04	0.1520	0.00128126	45.53
travée	30x30	2.80	0.3	0.3	0.27	0.03	0.0741	0.00021003	13.65
	30x40	8.99	0.4	0.3	0.36	0.04	0.1405	0.00106321	25.19

Tableau 5. 7 Vérification des contraintes normales à l'ELS (1/2)

	poutre	K_1	σs' [MPa]	σb [MPa]	σs [MPa]	$\overline{\sigma_s}$ [Mpa]	$\overline{\sigma_b}$ [Mpa]	vérification
appui	30x30	45066.42	44.45	4.32	117.79	202	15	oui
	30x40	35535.21	59.71	5.40	110.86	202	15	oui
travée	30x30	64991.99	42.96	4.81	191.01	202	15	oui
	30x40	23692.39	35.71	3.33	78.01	202	15	oui

Tableau 5. 8 Vérification des contraintes normales à l'ELS (2/2)

e. Résume :

i. Poutre principale 30x40 :

	appui				travée			
	A théorique		**A adopté**		**A théorique**		**A adopté**	
	A1	A2	A1	A2	A1	A2	A1	A2
ELU	5.34	0	6T16 (= 12.06cm²)	3T16 (= 6.03cm²)	2.84	0	3T16+3T14 (= 10.65cm²)	3T16 (= 6.03cm²)
ELA	11.11				8.99			
ELS	Ok				ok			

Tableau 5. 9 Récapitulation du ferraillage longitudinales des poutres principales 30x40

ii. Poutre secondaire 30x30 :

	appui				travée			
	A théorique		**A adopté**		**A théorique**		**A adopté**	
	A1	A2	A1	A2	A1	A2	A1	A2
ELU	3.66	3.66	6T14 (= 9.24cm²)	6T14 (= 9.24cm²)	2.80		3T14 (= 4.62cm²)	3T14 (= 4.62cm²)
ELA	8.45	8.45						
ELS	ok				ok			

Tableau 5. 10 ***Récapitulation du ferraillage longitudinales des poutres secondaires 30x30***

5.3.2 Armatures transversales :

a. Recommandations des règlements :

i. selon le CBA93 [1 :A.5.1 &A.5.2] :

Outres les vérifications aux voisinages des appuis intermédiaires ainsi de rive, on doit vérifier :

- La contrainte

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots (6.14)$$

  - Armatures droites (α = 90°)
  - Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases} \dots\dots\dots (6.32)$$

  - Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases} \dots\dots\dots (6.33)$$

- Le diamètre maximal :

$$\overline{\emptyset_t} = min\left[\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_\ell\right] \dots\dots\dots (6.15)$$

- L'espacement :
  - St ≤ min (0.9d, 40cm)
  - En zone nodale :

$$S_t \leq min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_\ell, 30cm\right) \dots\dots\dots (6.16)$$

- La quantité d'armature et l'espacement transversaux doivent vérifier :

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9\,f_{et}/\gamma_s} \dots\dots\dots (6.17)$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0}{f_{et}(MPa)} * 0.4 \dots\dots\dots (6.17)$$

- Les armatures longitudinales doivent :

$$A_\ell \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_{e\ell}} \dots\dots\dots (6.18)$$

ii. Selon le RPA 99 version 2003 :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par [2 :7.5.2.2.]:

A_t =0 ,003. St .b ……. (6.19)

Avec :

- b : largeur de la poutre.

- St : espacement maximum entre les armatures transversales, en prenant Φ le plus petit diamètre utilisé l'écart est déterminé comme suit :
  - St ≥ Min (h/4 ; 12Φ) : Dans la zone nodale. où sa longueur est supérieure à 2*h.
  - St ≤ h/2 : Dans Zone courante.

❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

iii. Calcul des armatures transversales :

En optant pour une inclinaison de 90º, en prenant f_{et}=215MPa et en prenant une fissuration peu préjudiciable.

b. Application des recommandations réglementaires :

i. Selon le CBA93 :

➢ *La contrainte*

	Poutre	b [m]	h [m]	poutre (ELU)	V_u [kN]	τ_u [MPa]	[τ] [MPa]	Vérification
ELU	30x30	0.3	0.3	B59	51.6	0.64	3.33	ok
	30x40	0.3	0.4	B109	94	0.87	3.33	ok
ELA	30x30	0.3	0.3	B50 (G+Q+Ex)	72.74	0.90	4.32	ok
	30x40	0.3	0.4	B113 (G+Q+Ex)	174.75	1.62	4.32	ok

Tableau 5. 11 ***Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU***

➢ *Le diamètre maximal*

Poutre	b [cm]	h [cm]	$Ø_l$ [cm]	$(Ø_t)$ =min [h/35, b_0/10, $Ø_l$]
30x30	30	30	1.4	0.86
30x40	30	40	1.4	1.14

Tableau 5. 12 Vérification des diamètres

➢ *L'espacement*

- **Zone courante**

poutre	h[cm]	Øl [cm]	$(0.9d, 40cm)_{min}$	St ≤ $(0.9d, 40cm)_{min}$
30x30	30	1.4	24.3	St ≤24.3
30x40	40	1.4	32.4	St ≤32.4

Tableau 5. 13 ***Vérification des espacements en zone courante***

- **Zone nodale**

poutre	h[cm]	Øl [cm]	$(h/4, 12Øl, 30cm)_{min}$	St ≤ $(h/4, 12Øl, 30cm)_{min}$
30x30	30	1.4	7.5	St≤7.5
30x40	40	1.4	10	St≤10

Tableau 5. 14 Vérification des espacements en zone nodale

➢ *La quantité d'armature*

✓ *ELU*

Poutre	b [m]	h [m]	f_{et} [MPa]	Υ_s	f_{t28} [Mpa]	A_t [m²]	S_t [m]
30x30	0.3	0.3	235	1.15	2.1	0.000201	0.1
30x40	0.3	0.4	235	1.15	2.1	0.000201	0.1

Tableau 5. 15 Vérification armatures transversales à l'ELU (1/2)

Poutre	τ_u [Mpa]	$A_t/(b_0*S_t)$	$(\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$	$A_t/(b_0*S_t)\geq(\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$
30x30	0.64	0.0067	3.826E-05	ok
30x40	0.87	0.0067	1.307E-03	ok

Tableau 5. 16 Vérification armatures transversales à l'ELU (2/2)

✓ *ELA*

Poutre	b [m]	h [m]	f_{et} [Mpa]	Υ_s	f_{t28} [Mpa]	A_t [m²]	S_t [m]
30x30	0.3	0.3	235	1	2.1	0.000201	0.1
30x40	0.3	0.4	235	1	2.1	0.000201	0.1

Tableau 5. 17 ***Vérification armatures transversales à l'ELA (1/3)***

Poutre	τ_u [Mpa]	$A_t/(b_0*S_t)$	$(\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$	$A_t/(b_0*S_t)\geq(\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$
30x30	0.90	0.0067	1.267E-03	ok
30x40	1.62	0.0067	4.672E-03	ok

Tableau 5. 18 Vérification armatures transversales à l'ELA (2/3)

Poutre	b[m]	h[m]	f_{et}[MPa]	A_t[m²]	S_t[m]	A_t/S_t [m]	$b_0/(f_{et}$ (MPa))*0.4	$A_t/S_t \geq b_0/(f_{et}$ (MPa))*0.4
30x30	0.3	0.3	235	0.000201	0.1	0.00201	0.000510638	ok
30x40	0.3	0.4	235	0.000201	0.1	0.00201	0.000510638	ok

Tableau 5. 19 Vérification armatures transversales à l'ELA (3/3)

➢ *Les armatures longitudinales*

	poutre	A_l [m]	Υ_s	V_u [kN]	f_{el} [Mpa]	$(\gamma_s*V_u)/f_{el}$	$A_l\geq(\gamma_s*V_u)/f_{el}$
ELU	30x30	0.001847	1.15	51.6	400	0.00014835	ok
	30x40	0.00181	1.15	94	400	0.00027025	ok
ELA	30x30	0.001847	1	72.74	400	0.00018185	ok
	30x40	0.00181	1	174.75	400	0.00043688	ok

Tableau 5. 20 Vérification armatures longitudinales

ii. Selon le RPA 99 version 2003 :

Zone	S_t [m]	b [m]	A_t =0 ,003. S_t .b	A_t [cm²]
Courante	0.15	0.3	0.000135	1.35
Nodale	0.1	0.3	0.00009	0.9

Tableau 5. 21 Vérification armatures longitudinales selon le RPA (1/2)

			Zone courante			Zone nodale	
poutre	h[m]	Φ [cm]	h/2	$S_t \leq h/2$	S_t[cm]	Min (h/4 ; 12Φ)	$S_t \geq$ Min (h/4 ; 12Φ)
30x30	0.3	1.4	0.15	ok	10	0.075	ok
30x40	0.4	1.4	0.2	ok	10	0.1	ok

Tableau 5. 22Vérification armatures longitudinales selon le RPA (2/2)

5.3.3 Vérifications de la flèche des poutres principales :

a. Vérifications préliminaires :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition				
h	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
0.40	4.0	0.1	0.0625	☑

Tableau 5. 23 1ère vérification préliminaire de la flèche des poutres principales

2eme condition							
h	L	Mt	p = G+Q	M_0 =pL²/8	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
0.40	4.0	25.2	20.9+3.4 =24.3	48.56	0.1	0.052	☑

Tableau 5. 24 2e vérification préliminaire de la flèche des poutres principales

3eme condition					
A	b	d	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
10.65	30	36	0. 0098	0.0105	☑

Tableau 5. 25 3e vérification préliminaire de la flèche des poutres principales

5.3.4 Vérifications de la flèche des poutres secondaires :

a. Vérifications préliminaires :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition				
h	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
0.30	3.05	0.098	0.0625	☑

Tableau 5. 26 1ère vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires

2eme condition							
h	L	Mt	p = G+Q	M_0 =pL²/8	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
0.30	3.05	0	6.5+0.65 =7.15	8.31	0.098	0	☑

Tableau 5. 27 2è vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires

3eme condition					
A	b	d	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
4.62	30	27	0.0057	0.0105	☑

Tableau 5. 28 3è vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires

5.4 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment sont généralement soumis à :

- la flexion déviée composée et afin de simplifier les calculs on procède à un calcul en flexion composée par direction et adopter le même ferraillage max pour les deux sens (la symétrie).
- des efforts tranchants suivant deux directions.

5.4.1 L'effort normal réduit à la base (7.4.3RPA99):

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.30$$

étage	Nd [kN]	b [m]	h [m]	Bc [m²]	fc28 [Mpa]	v	Vérification (v<0.30)
Story8	-141.10	0.30	0.30	0.0900	25	0.06	ok
Story7	-298.36	0.30	0.30	0.0900	25	0.13	ok
Story6	-457.93	0.35	0.35	0.1225	25	0.15	ok
Story5	-617.49	0.35	0.35	0.1225	25	0.20	ok
Story4	-780.50	0.40	0.40	0.1600	25	0.20	ok
Story3	-943.61	0.40	0.40	0.1600	25	0.24	ok
Story2	-1110.41	0.45	0.45	0.2025	25	0.22	ok
Story1	-1276.60	0.45	0.45	0.2025	25	0.25	ok

Tableau 5. 29 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

5.4.2 *Détermination des armatures longitudinales :*

a. *Recommandations des règlements :*

i. *Selon le CBA :*

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \dots\dots\dots (6.21)$$

ii. *Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]*

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

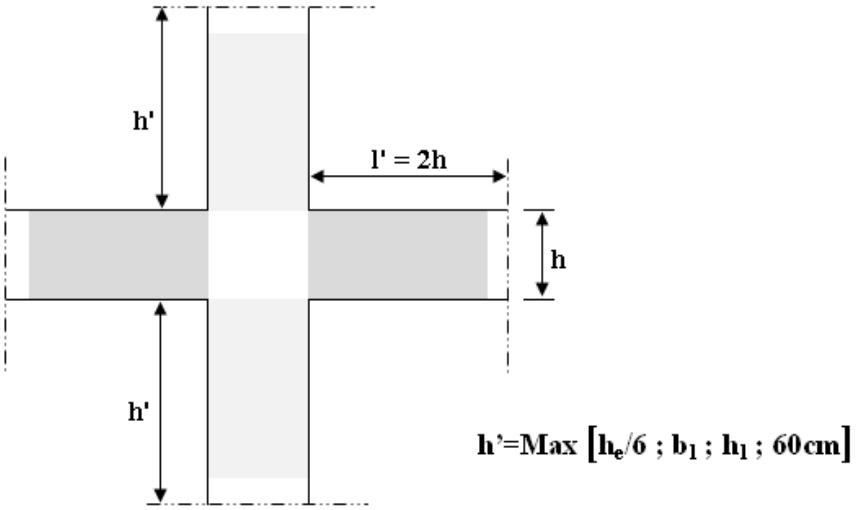


Figure 5. 5 Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :
  - $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$ **:** En zone courante
  - $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous : Avec h_e : la hauteur d'étage.

iii. État limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

01 excentricité du 1er ordre e_1: provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

02 Excentricités du 2eme ordre e_2, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L^2 f\, (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2 : \text{généralement pour le béton}$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

03 Excentricité additionnelle e_a, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = Max[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

iv. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :
  - Béton : Υ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier : Υ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton : Υ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Acier : Υ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

v. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ & $\sigma s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Remarque : A_{inf} et A_{sup} en cm² pour tout les cas

b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

i. 1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouver avec la combinaison soit G+Q±Esoit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera avec $\mathbf{M_{max}}$ et son $\mathbf{N_{corres}}$.

ii. 2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,ou G+Q+E dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant $\mathbf{N_{max}}$ et son $\mathbf{M_{corres}}$.

iii. 3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour $\mathbf{N_{min}}$ et son $\mathbf{M_{corres}}$.

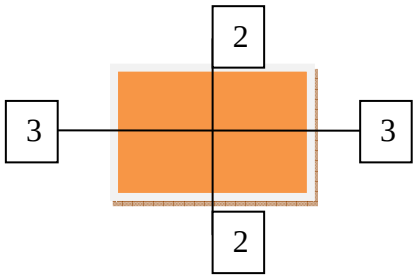


Figure 5. 6 Nomenclature des axes locaux des poteaux

c. Calcul pour le 1er cas : N_{max}+M_{cor} :

i. Effort de calcul :

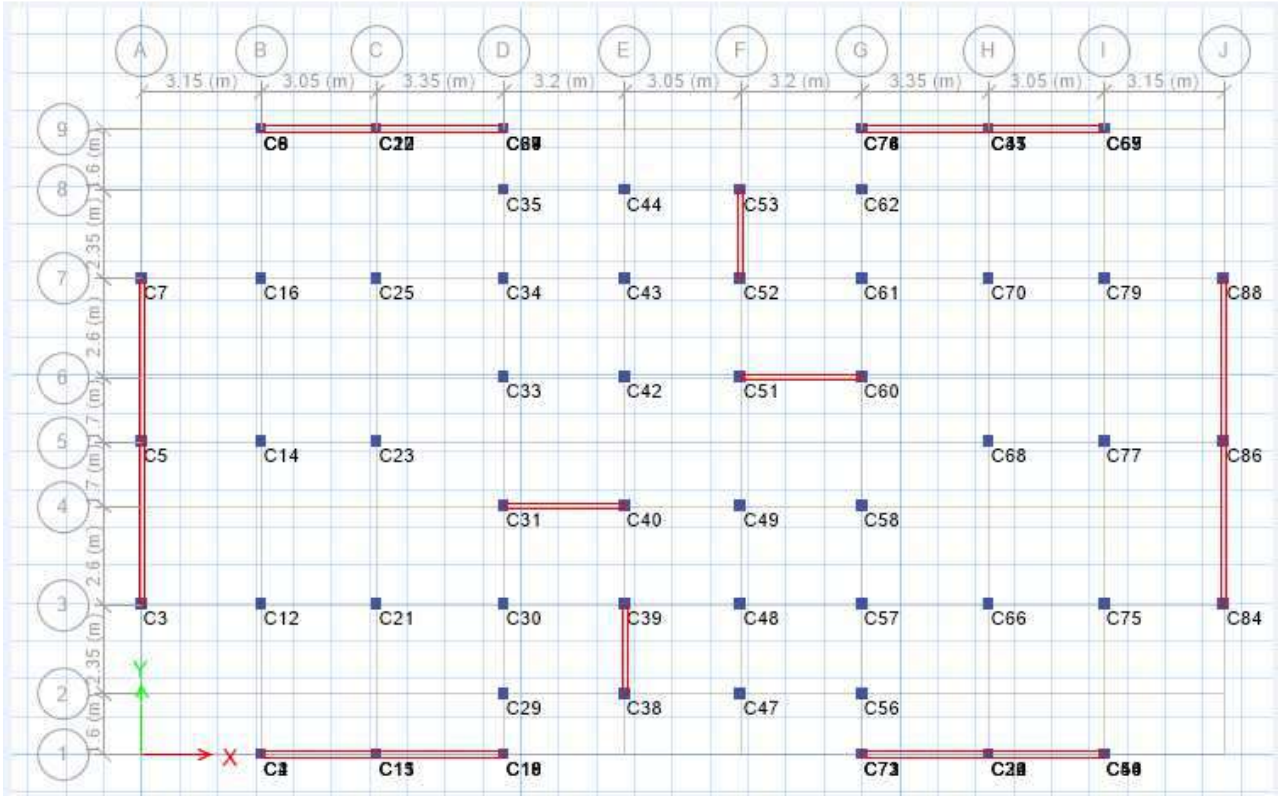


Figure 5. 7 Repérage des poteaux

Étage	Section	État limite	Étage	Pot	Combo	Station	N [KN]	M_2 [KN.m]	M_3 [KN.m]
RDC + 1er	45X45	ELU	story1	C68	ELU	0	1618.6	0.12	0.34
		ELS	Story1	C68	ELS	0	1178.9	0.09	0.26
2e + 3e	40X40	ELU	Story3	C68	ELU	0	1180.6	0.77	1.17
		ELS	Story3	C68	ELS	0	860.03	0.56	0.84
4e + 5e	35X35	ELU	Story5	C68	ELU	0	766.28	1.26	3.24
		ELS	Story5	C68	ELS	0	558.42	0.92	2.35
6e + 7e	30X30	ELU	Story7	C68	ELU	0	367.48	1.39	4.21
		ELS	Story7	C68	ELS	0	268.23	1.01	3.06

Tableau 5. 30 Effort de calcul du 1er cas

ii. Calcul suivant l'axe local 2-2 :

Étage	Section	État limite	$h_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h_{pot} [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.000	2.26	0.64	0.45	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.000	2.26	0.85	0.45	0.01	0.02
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.001	2.26	0.60	0.40	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.001	2.26	0.83	0.40	0.01	0.02
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.002	2.26	0.60	0.35	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.002	2.26	0.83	0.35	0.02	0.02
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.004	2.26	0.61	0.30	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.004	2.26	0.83	0.30	0.02	0.02

Tableau 5. 31 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 1er cas (1/2)

étage	État limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	$A_{infcalculé}$	$A_{sup\ calculé}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	*0.03*	*1618.66*	*50.55*	2.025	0	2.025	2.025
	ELS	*0.03*	*1178.99*	*38.53*	ok	ok		
2e + 3e	ELU	*0.03*	*1180.63*	*38.89*	1.6	0	1.6	1.6
	ELS	*0.03*	*860.03*	*29.82*	ok	ok		
4e + 5e	ELU	*0.04*	*766.28*	*27.35*	1.225	0	1.225	1.225
	ELS	*0.04*	*558.42*	*21.02*	ok	ok		
6e + 7e	ELU	*0.04*	*367.48*	*14.77*	0.9	0	0.9	0.9
	ELS	*0.04*	*268.23*	*11.40*	ok	ok		

Tableau 5. 32 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 1er cas (2/2)

iii. Calcul suivant l'axe local 3-3 :

Etage	section	état limite	h étage	e_1 [m]	L_f [m]	α	h pot [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.002	2.26	0.91	0.45	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.003	2.26	1.19	0.45	0.01	0.02
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.003	2.26	0.49	0.40	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.005	2.26	0.69	0.40	0.01	0.02
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.005	2.26	0.59	0.35	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.007	2.26	0.82	0.35	0.02	0.02
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.011	2.26	0.61	0.30	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.015	2.26	0.84	0.30	0.02	0.02

Tableau 5. 33 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 1er cas (1/2)

étage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	A infcalculé	A sup calculé	A inf théor	A supthéor
RDC + 1er	ELU	***0.04***	***1618.66***	***57.44***	2.67	0	2.67	2.67
	ELS	***0.04***	***1178.99***	***45.17***	ok	ok		
2e + 3e	ELU	***0.03***	***1180.63***	***41.14***	1.94	0	1.94	1.94
	ELS	***0.04***	***860.03***	***32.34***	ok	ok		
4e + 5e	ELU	***0.04***	***766.28***	***30.03***	1.29	0	1.29	1.29
	ELS	***0.04***	***558.42***	***24.07***	ok	ok		
6e + 7e	ELU	***0.05***	***367.48***	***17.40***	0.63	0	0.63	0.63
	ELS	***0.05***	***268.23***	***14.41***	ok	ok		

Tableau 5. 34 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 1er cas (2/2)

d. Calcul pour le 2e cas : N_{min}+M_{cor} :

i. effort de calcul :

étage	Section	État limite	étage	pot	combo	station	N [KN]	M_2 [KN.m]	M_3 [KN.m]
RDC + 1er	45X45	ELU	Story2	C47	ELU	2.83	473.2	6.93	3.94
		ELS	Story2	C47	ELS	2.83	347.9	5.05	2.91
2e + 3e	40X40	ELU	Story4	C47	ELU	2.83	317.8	8.09	4.69
		ELS	Story4	C47	ELS	2.83	233.6	5.90	3.45
4e + 5e	35X35	ELU	Story6	C47	ELU	2.83	170.1	8.09	5.06
		ELS	Story6	C47	ELS	2.83	125.0	5.89	3.71
6e + 7e	30X30	ELU	Story8	C8	ELU	1.4	15.53	8.57	0.13
		ELS	Story8	C8	ELS	1.4	11.39	6.25	0.09

Tableau 5. 35 Effort de calcul du 2e cas

ii. Calcul suivant l'axe local 2-2 :

Etage	section	état limite	$h_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h_{pot} [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.015	2.261	0.628	0.450	0.011	0.020
		ELS	3.23	0.015	2.261	0.861	0.450	0.013	0.020
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.025	2.261	0.620	0.400	0.012	0.020
		ELS	3.23	0.025	2.261	0.851	0.400	0.014	0.020
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.048	2.261	0.617	0.350	0.014	0.020
		ELS	3.23	0.047	2.261	0.848	0.350	0.016	0.020
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.552	2.261	0.622	0.300	0.017	0.020
		ELS	3.23	0.549	2.261	1.000	0.300	0.020	0.020

Tableau 5. 36 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 2e cas (1/2)

étage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	$A_{infcalculé}$	$A_{sup\ calculé}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	0.046	473.20	21.64	2.025	0	6.56	0.94
	ELS	0.047	347.93	16.42	ok	ok		
2e + 3e	ELU	0.058	317.86	18.40	1.6	0	6.37	0.19
	ELS	0.059	233.64	13.89	ok	ok		
4e + 5e	ELU	0.082	170.11	13.91	1.225	0	1.225	1.225
	ELS	0.083	125.01	10.42	ok	ok		
6e + 7e	ELU	0.589	15.53	9.14	0.075	0	0.37	0.37
	ELS	0.589	11.39	6.71	ok	ok		

Tableau 5. 37 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 2e cas (2/2)

iii. Calcul suivant l'axe local 3-3 :

Etage	section	état limite	$h_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h_{pot} [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.008	2.261	0.709	0.450	0.012	0.020
		ELS	3.23	0.011	2.261	0.961	0.450	0.013	0.020
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.013	2.261	0.687	0.400	0.013	0.020
		ELS	3.23	0.017	2.261	0.934	0.400	0.015	0.020
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.024	2.261	0.675	0.350	0.015	0.020
		ELS	3.23	0.032	2.261	0.920	0.350	0.017	0.020
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.258	2.261	0.591	0.300	0.016	0.020
		ELS	3.23	0.351	2.261	1.000	0.300	0.020	0.020

Tableau 5. 38 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 2e cas (1/2)

étage	État limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	A infcalculé	A sup calculé	A inf théor	A supthéor
RDC + 1er	ELU	0.040	473.20	18.98	2.025	0	4.63	2.86
	ELS	0.045	347.93	15.61	ok	ok		
2e + 3e	ELU	0.046	317.86	14.47	1.6	0.0	4.19	2.37
	ELS	0.052	233.64	12.14	ok	ok		
4e + 5e	ELU	0.058	170.11	9.90	1.225	0	2.56	1.07
	ELS	0.069	125.01	8.60	ok	ok		
6e + 7e	ELU	0.294	15.53	4.56	0.245	0	1.15	0.01
	ELS	0.392	11.39	4.46	ok	ok		

Tableau 5. 39 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 2e cas (2/2)

e. Calcul pour le 3eme cas : $M_{2max} + N_{cor}$:

i. Effort de calcul :

Etage	section	État limite	étage	pot	combo	station	N [KN]	M_2 [KN.m]	M_3 [KN.m]
RDC + 1er	45X45	ELU	Story2	C35	ELU	0	564.9	11.53	5.34
		ELS	Story2	C35	ELS	0	413.7	8.35	3.96
2e + 3e	40X40	ELU	Story4	C35	ELU	0	380.1	18.36	5.03
		ELS	Story4	C35	ELS	0	278.3	13.31	3.72
4e + 5e	35X35	ELU	Story6	C35	ELU	0	215.8	20.10	4.75
		ELS	Story6	C35	ELS	0	158	14.59	3.51
6e + 7e	30X30	ELU	Story8	C35	ELU	0	64.91	16.84	3.35
		ELS	Story8	C35	ELS	0	47.59	12.24	2.47

Tableau 5. 40 Effort de calcul du 3r cas

ii. calcul suivant l'axe local 2-2 :

Etage	section	état limite	h étage	e_1 [m]	L_f [m]	α	h pot [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.020	2.261	0.577	0.450	0.011	0.020
		ELS	3.23	0.020	2.261	0.797	0.450	0.012	0.020
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.048	2.261	0.587	0.400	0.012	0.020
		ELS	3.23	0.048	2.261	0.809	0.400	0.014	0.020
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.093	2.261	0.594	0.350	0.014	0.020
		ELS	3.23	0.092	2.261	0.818	0.350	0.016	0.020
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.259	2.261	0.603	0.300	0.016	0.020
		ELS	3.23	0.257	2.261	0.830	0.300	0.019	0.020

Tableau 5. 41 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (1/2)

étage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	$A_{infcalculé}$	$A_{sup\ calculé}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	0.05	564.93	28.90	2.025	0	2.025	2.025
	ELS	0.05	413.70	21.69	ok	ok		
2e + 3e	ELU	0.08	380.07	30.58	1.6	0	4.21	4.21
	ELS	0.08	278.28	22.74	ok	ok		
4e + 5e	ELU	0.13	215.75	27.43	1.225	0	4.99	4.99
	ELS	0.13	157.95	20.27	ok	ok		
6e + 7e	ELU	0.30	64.91	19.20	1.14	0	3.78	3.78
	ELS	0.30	47.59	14.08	ok	ok		

Tableau 5. 42 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (2/2)

iii. calcul suivant l'axe local 3-3 :

Etage	section	état limite	$h_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h_{pot} [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.007	2.26	0.74	0.45	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.010	2.26	1.00	0.45	0.01	0.02
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.011	2.26	0.73	0.40	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.014	2.26	0.99	0.40	0.02	0.02
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.019	2.26	0.73	0.35	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.025	2.26	0.98	0.35	0.02	0.02
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.062	2.26	0.72	0.30	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.084	2.26	0.98	0.30	0.02	0.02

Tableau 5. 43 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 3e cas (1/2)

étage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	$A_{infcalculé}$	$A_{sup\ calculé}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	0.039	564.93	22.00	5.81	0	5.81	5.81
	ELS	0.043	413.70	17.91	ok	ok		
2e + 3e	ELU	0.044	380.07	16.64	4.32	0	4.32	4.32
	ELS	0.050	278.28	13.80	ok	ok		
4e + 5e	ELU	0.054	215.75	11.58	2.79	0	2.79	2.79
	ELS	0.063	157.95	9.90	ok	ok		
6e + 7e	ELU	0.099	64.91	6.44	1.14	0	1.71	1.71
	ELS	0.124	47.59	5.91	ok	ok		

Tableau 5. 44 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 3e cas (2/2)

f.calcul pour le 4eme cas : M_{3max} + N_{cor} :

i. efforts de calcul :

Etage	section	Etat limite	étage	pot	combo	station	N [KN]	M_2 [KN.m]	M_3 [KN.m]
RDC + 1er	45X45	ELU	Story2	C43	ELU	0	853.5	4.53	9.50
		ELS	Story2	C43	ELS	0	622.4	3.28	6.78
2^{e} + 3^{e}	40X40	ELU	Story4	C14	ELU	0	894.3	0.00	9.22
		ELS	Story4	C14	ELS	0	652.4	0.00	6.70
4^{e} + 5^{e}	35X35	ELU	Story6	C14	ELU	0	524.1	0.02	12.57
		ELS	Story6	C14	ELS	0	382.5	0.02	9.14
6^{e} + 7^{e}	30X30	ELU	Story8	C14	ELU	0	166	0.06	13.52
		ELS	Story8	C14	ELS	0	121.5	0.04	9.83

Tableau 5. 45 Effort de calcul du 4r cas

ii. calcul suivant l'axe local 2-2 :

Etage	section	état limite	h $_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h $_{pot}$ [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.005	2.26	0.57	0.45	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.005	2.26	0.79	0.45	0.01	0.02
2^{e} + 3^{e}	40X40	ELU	3.23	0.000	2.26	0.14	0.40	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.000	2.26	0.21	0.40	0.01	0.02
4^{e} + 5^{e}	35X35	ELU	3.23	0.000	2.26	0.49	0.35	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.000	2.26	0.68	0.35	0.01	0.02
6^{e} + 7^{e}	30X30	ELU	3.23	0.000	2.26	0.58	0.30	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.000	2.26	0.80	0.30	0.02	0.02

Tableau 5. 46 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 4e cas (1/2)

étage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	A $_{infcalculé}$	A $_{sup\ calculé}$	A $_{inf\ théor}$	A $_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	0.036	853.48	30.74	2.025	0	2.025	2.025
	ELS	0.037	622.38	23.32	ok	ok		
2^{e} + 3^{e}	ELU	0.029	894.28	25.70	1.6	0	1.6	1.6
	ELS	0.029	652.44	19.13	ok	ok		
4^{e} + 5^{e}	ELU	0.033	524.10	17.33	1.225	0	1.225	1.225
	ELS	0.035	382.50	13.29	ok	ok		
6^{e} + 7^{e}	ELU	0.037	166.01	6.06	0.9	0	0.9	0.9
	ELS	0.039	121.51	4.71	ok	ok		

Tableau 5. 47 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 2-2 du 3e cas (2/2)

iii. calcul suivant l'axe local 3-3 :

Etage	section	état limite	$h_{étage}$	e_1 [m]	L_f [m]	α	h_{pot} [m]	e_2 [m]	e_a [m]
RDC + 1er	45X45	ELU	3.23	0.005	2.26	0.47	0.45	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.006	2.26	0.66	0.45	0.01	0.02
2e + 3e	40X40	ELU	3.23	0.004	2.26	0.59	0.40	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.006	2.26	0.82	0.40	0.01	0.02
4e + 5e	35X35	ELU	3.23	0.008	2.26	0.60	0.35	0.01	0.02
		ELS	3.23	0.010	2.26	0.82	0.35	0.02	0.02
6e + 7e	30X30	ELU	3.23	0.024	2.26	0.60	0.30	0.02	0.02
		ELS	3.23	0.033	2.26	0.83	0.30	0.02	0.02

Tableau 5. 48 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 4e cas (1/2)

Etage	état limite	GC = e_t [m]	N [KN]	M_2 [KN.m]	$A_{infcalculé}$	$A_{sup\ calculé}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{supthéor}$
RDC + 1er	ELU	0.035	853.48	29.61	2.025	0	2.025	2.025
	ELS	0.038	622.38	23.48	ok	ok		
2e + 3e	ELU	0.037	894.28	32.81	1.6	0	1.6	2.6
	ELS	0.040	652.44	26.14	ok	ok		
4e + 5e	ELU	0.042	524.10	21.83	1.225	0	1.225	2.225
	ELS	0.046	382.50	17.77	ok	ok		
6e + 7e	ELU	0.061	166.01	10.04	0.9	0	0.9	0.9
	ELS	0.072	121.51	8.71	ok	ok		

Tableau 5. 49 Calcul du ferraillage longitudinal suivant 3-3 du 4e cas (2/2)

g. Résumé :

Remarque : A_{inf} et A_{sup} en cm²

i. résumé suivant l'axe local 2-2 :

étage	section poteau	1er cas		2e cas		3e cas		4e cas	
		$A_{inf\ théor}$	$A_{sup\ théor}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{sup\ théor}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{sup\ théor}$	$A_{inf\ théor}$	$A_{sup\ théor}$
RDC+ 1er	45X45	2.025	2.025	6.56	0.94	2.025	2.025	2.025	2.025
2e + 3e	40X40	1.6	1.6	6.37	0.19	4.21	4.21	1.6	1.6
4e + 5e	35X35	1.225	1.225	1.225	1.225	4.99	4.99	1.225	1.225
6e + 7e	30X30	0.9	0.9	0.374	0.374	3.78	3.78	0.9	0.9

Tableau 5. 50 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 2-2 (1/2)

Section poteau	$A_{infthéorique}$ final	$A_{supthéorique}$ final	$A_{infchoisi}$ final	$A_{supchoisi}$ final
45X45	6.56	2.025	4T16 (=8.04cm²)	4T16 (=8.04cm²)
40X40	5.82	4.21	3T16 (=6.03cm²)	3T16 (=6.03cm²)
35X35	4.99	4.99	2T16+1T14 (=5.56cm²)	2T16+1T14 (=5.56cm²)
30X30	3.78	3.78	3T14 (=4.62cm²)	3T14 (=4.62cm²)

Tableau 5. 51 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 2-2 (2/2)

ii. Résumé Suivant l'axe local 3-3 :

étage	Section poteau	1er cas		2e cas		3e cas		4e cas	
		A inf théor	A sup théor	A inf théor	A sup théor	A inf théor	A sup théor	A inf théor	A sup théor
RDC + 1er	45X45	2.67	2.67	4.63	2.86	5.81	5.81	2.025	2.025
2e + 3e	40X40	1.94	1.94	4.19	2.37	4.32	4.32	1.6	2.6
4e + 5e	35X35	1.29	1.29	2.56	1.07	2.79	2.79	1.23	2.23
6e + 7e	30X30	0.63	0.63	1.15	0.01	1.71	1.71	0.9	0.9

Tableau 5. 52 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 3-3 (1/2)

section poteau	$A_{infthéorique}$ final	$A_{supthéorique}$ final	$A_{infchoisi}$ final	$A_{supchoisi}$ final
45X45	5.81 cm²	5.81 cm²	4T16 (=8.04cm²)	4T16 (=8.04cm²)
40X40	4.32 cm²	4.32 cm²	3T16 (=6.03cm²)	3T16 (=6.03cm²)
35X35	2.79 cm²	2.79 cm²	2T16+1T14 (=5.56cm²)	2T16+1T14 (=5.56cm²)
30X30	1.71 cm²	1.71 cm²	3T14 (=4.62cm²)	3T14 (=4.62cm²)

Tableau 5. 53 Résumé du ferraillage longitudinal des poteaux suivant 3-3 (2/2)

iii. résumé total :

Etage	section poteau	A adopté final
RDC + 1er	45X45	12T16 (24.13 cm²)
2e + 3e	40X40	8T16 (16.08 cm²)
4e + 5e	35X35	4T16+4T14 (14.2 cm²)
6e + 7e	30X30	8T14 (12.32 cm²)

Tableau 5. 54 Récapitulation du ferraillage longitudinal des poteaux

5.4.3 Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU :

a. Recommandations règlementaires

i. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \ldots\ldots\ldots (6.31)$$

Avec :

- V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

ii. Selon le CBA93 :

- Armatures droites (α = 90°)
- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow situation durable \\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow situation accidentalle\end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots (6.32)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow situation durable \\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow situation accidentalle\end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots (6.33)$$

iii. Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2] :

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ \lambda < 5\end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots (6.34)$$

Avec : λ c'est l'élancement géométrique dans la direction considérée d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$

b. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant :

i. Vérification suivant CBA :

	étage	b	h	V_2	V_3	τ_{u2}	τ_{u3}	[τ]	vérification
ELU	STORY1+2	45	45	5.73	7.85	0.031	0.043	2.5	ok
	STORY3+4	40	40	6.19	12.06	0.043	0.084	2.5	ok
	STORY5+6	35	35	8.25	12.95	0.075	0.117	2.5	ok
	STORY7+8	30	30	9.11	10.78	0.112	0.133	2.5	ok

Tableau 5. 55 Vérifications des contraintes tangentielles suivant CBA

ii. Vérification suivant RPA :

Suivant 2-2 :

étage	b	h	h_e	lf_2	λ_2	ρ_{d2}	$[\tau_{bu}]_2$	τ_{u2}	vérification
STORY1+2	45	45	323	226.1	17.405	0.075	1.875	0.11	ok
STORY3+4	40	40	323	226.1	19.581	0.075	1.875	0.22	ok
STORY5+6	35	35	323	226.1	22.378	0.075	1.875	0.29	ok
STORY7+8	30	30	323	226.1	26.108	0.075	1.875	0.34	ok

Tableau 5. 56 Vérifications des contraintes tangentielles suivant RPA

Suivant 3-3:

Etage	b	h	h_e	lf_3	λ_3	ρ_{d3}	$[\tau_{bu}]_3$	τ_{u3}	vérification
STORY1+2	45	45	323	226.1	17.405	0.075	1.875	0.23	ok
STORY3+4	40	40	323	226.1	19.581	0.075	1.875	0.37	ok
STORY5+6	35	35	323	226.1	22.378	0.075	1.875	0.41	ok
STORY7+8	30	30	323	226.1	26.108	0.075	1.875	0.39	ok

Tableau 5. 57 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

5.4.4 Détermination des armatures transversales

a. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Équilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures longitudinales.

i. Selon le CBA93 :

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right] \ldots\ldots\ldots (6.35)$$

Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante [1 : A.5.1.2.3]:

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}{0.9 * A_t * f_{et}} \ldots\ldots\ldots (6.36)$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}} \ldots\ldots\ldots (6.36.a)$$

❖ $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

❖ Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots (6.37)$$

ii. Selon le RPA99 version 2003 :

❖ D'après l'article 7.4.2.2, On a

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_{et}} \ldots\ldots\ldots (6.38)$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

❖ Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10cm$ en zone III.
- Dans la zone courante : $S_t \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone III.

❖ La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

❖ Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b. Application des recommandations :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

✓ *Suivant 2-2*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	poteaux	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2	0.45	0.45	5.73	C43	0.031	1618.66	25	1.96	235
STORY3+4	0.4	0.4	6.19	C14	0.043	1180.63	25	1.89	235
STORY5+6	0.35	0.35	8.25	C14	0.075	766.29	25	1.75	235
STORY7+8	0.3	0.3	9.11	C14	0.112	367.49	25	1.49	235

Tableau 5. 58 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 2-2 (1/2)

étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)\ )/(0.9*f_{et}\ )$	Vérification
STORY1+2	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.00446667	-0.007	ok
STORY3+4	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.005025	-0.006	ok
STORY5+6	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.00574286	-0.006	ok
STORY7+8	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.0067	-0.004	ok

Tableau 5. 59 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 2-2 (2/2)

✓ *Suivant 3-3*

étage	b [m]	h [m]	V_{u3} [kN]	pot	τ_{u3} [MPa]	N_u [KN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2	0.45	0.45	7.85	C35	0.043	1618.66	25	1.96	235
STORY3+4	0.4	0.4	12.06	C35	0.084	1180.63	25	1.89	235
STORY5+6	0.35	0.35	12.95	C35	0.117	766.29	25	1.75	235
STORY7+8	0.3	0.3	10.78	C35	0.133	367.49	25	1.49	235

Tableau 5. 60 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 3-3 (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et}\ )$	Vérification
STORY1+2	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.00446667	-0.006	ok
STORY3+4	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.005025	-0.006	ok
STORY5+6	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.00574286	-0.005	ok
STORY7+8	1.15	2.1	0.000201	0.1	0.0067	-0.004	ok

Tableau 5. 61 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELU suivant 3-3 (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

✓ *Suivant 2-2*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	Poteaux (ELA)	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2	0.45	0.45	20.31	C43 (G+Q+Ex)	0.111	1276.39	25	1.76	235
STORY3+4	0.4	0.4	31.27	C28 (G+Q+Ex)	0.217	943.41	25	1.71	235
STORY5+6	0.35	0.35	32.03	C68 (G+Q+Ex)	0.291	617.30	25	1.60	235
STORY7+8	0.3	0.3	27.49	C68 (G+Q+Ex)	0.339	298.23	25	1.40	235

Tableau 5. 62 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA a ELA suivant 2-2 (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2	1	2.1	0.000201	0.1	0.00446667	-0.005	ok
STORY3+4	1	2.1	0.000201	0.1	0.005025	-0.004	ok
STORY5+6	1	2.1	0.000201	0.1	0.00574286	-0.003	ok
STORY7+8	1	2.1	0.000201	0.1	0.0067	-0.003	ok

Tableau 5. 63 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 2-2 (2/2)

✓ *Suivant 3-3*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u3} [kN]	Poteau	τ_{u3} [MPa]	N_u [KN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2	0.45	0.45	41.23	C35 (G+Q+Ey)	0.226	1276.39	25	1.76	235
STORY3+4	0.4	0.4	52.93	C35 (G+Q+Ey)	0.368	943.41	25	1.71	235
STORY5+6	0.35	0.35	45.66	C35 (G+Q+Ey)	0.414	617.30	25	1.60	235
STORY7+8	0.3	0.3	31.72	C75 (G+Q+Ey)	0.392	298.23	25	1.40	235

Tableau 5. 64 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 3-3 (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [Mpa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2	1	2.1	0.000201	0.1	0.0044666	-0.004	ok
STORY3+4	1	2.1	0.000201	0.1	0.005025	-0.003	ok
STORY5+6	1	2.1	0.000201	0.1	0.0057428	-0.003	ok
STORY7+8	1	2.1	0.000201	0.1	0.0067	-0.002	ok

Tableau 5. 65 Vérification du ferraillage transversale selon le CBA à ELA suivant 3-3 (2/2)

➢ *Vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

étage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2	0.1	0.45	0.405	0.4	Ok
STORY3+4	0.1	0.4	0.36	0.36	Ok
STORY5+6	0.1	0.35	0.315	0.315	Ok
STORY7+8	0.1	0.3	0.27	0.27	ok

Tableau 5. 66 Vérification des St selon le CBA

➢ *Vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

Etage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m²]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t) \geq 0.4$ MPa
STORY1+2	0.1	235	0.000201	0.45	1.050	ok
STORY3+4	0.1	235	0.000201	0.4	1.181	ok
STORY5+6	0.1	235	0.000201	0.35	1.350	ok
STORY7+8	0.1	235	0.000201	0.3	1.575	ok

Tableau 5. 67 Vérification des armatures transversales selon le CBA

ii. Selon le RPA99 :

➢ *Suivant 2-2*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2	0.45	0.45	20.31	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY3+4	0.4	0.4	31.27	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY5+6	0.35	0.35	32.03	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY7+8	0.3	0.3	27.49	0.000201	0.1	235	3.23	2.261

Tableau 5. 68 Vérification des armatures transversales suivant 2-2 selon le RPA (1/2)

Etage	b [m]	h [m]	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2	0.45	0.45	5.02	2.5	0.00201	0.000480142	ok
STORY3+4	0.4	0.4	5.65	2.5	0.00201	0.000831649	ok
STORY5+6	0.35	0.35	6.46	2.5	0.00201	0.000973556	ok
STORY7+8	0.3	0.3	7.54	2.5	0.00201	0.000974823	ok

Tableau 5. 69 Vérification des armatures transversales suivant 2-2 selon le RPA (2/2)

➢ *Suivant 3-3*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u3} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2	0.45	0.45	41.23	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY3+4	0.4	0.4	52.93	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY5+6	0.35	0.35	45.66	0.000201	0.1	235	3.23	2.261
STORY7+8	0.3	0.3	31.72	0.000201	0.1	235	3.23	2.261

Tableau 5. 70 Vérification des armatures transversales suivant 3-3 selon le RPA (1/2)

Étage	b [m]	h [m]	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2	0.45	0.45	5.02	2.5	0.00201	0.000974704	ok
STORY3+4	0.4	0.4	5.65	2.5	0.00201	0.001407713	ok
STORY5+6	0.35	0.35	6.46	2.5	0.00201	0.001387842	ok
STORY7+8	0.3	0.3	7.54	2.5	0.00201	0.001124823	ok

Tableau 5. 71 Vérification des armatures transversales suivant 3-3 selon le RPA (2/2)

5.5 Ferraillage des trumeaux :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois sortes d'armatures :

- Des armatures verticales ;
- Des armatures horizontales.

5.5.1 Recommandations règlementaires :

a. Selon le CBA :

$$0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 0{,}5\% \ \ldots\ldots\ldots (6.39)$$

❖

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ Condition de non fragilité

b. Selon le RPA 99 version 2003[2 :7.7.4] :

❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

❖ A chaque extrémité du voile 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 **15 cm.**

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, 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 (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

❖ 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 :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

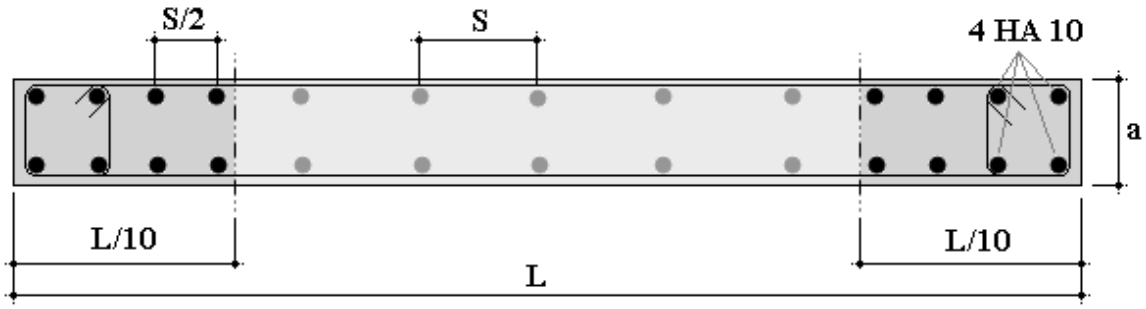


Figure 5. 8 disposition des armatures verticales dans les voiles

5.5.2 Repérage des trumeaux des voiles du modèle :

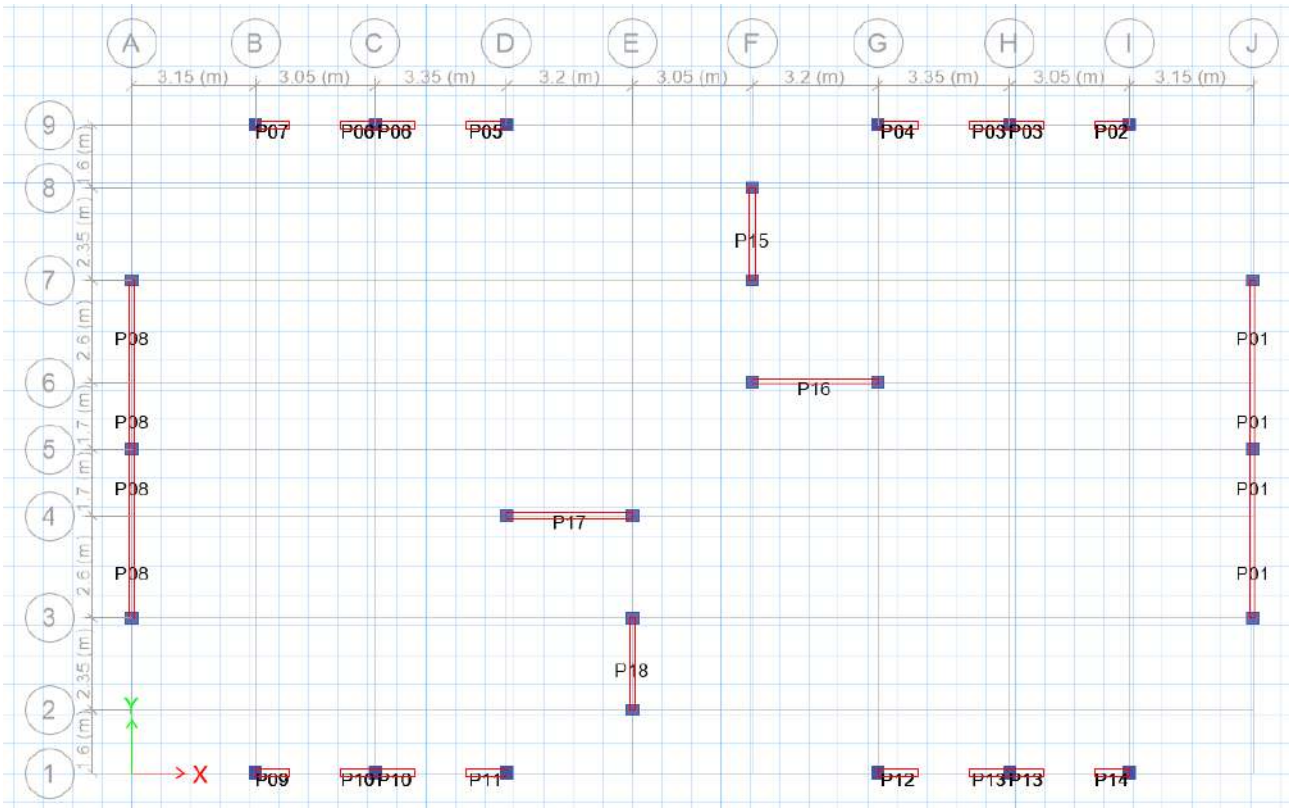


Figure 5. 9 Vue en plan des trumeaux

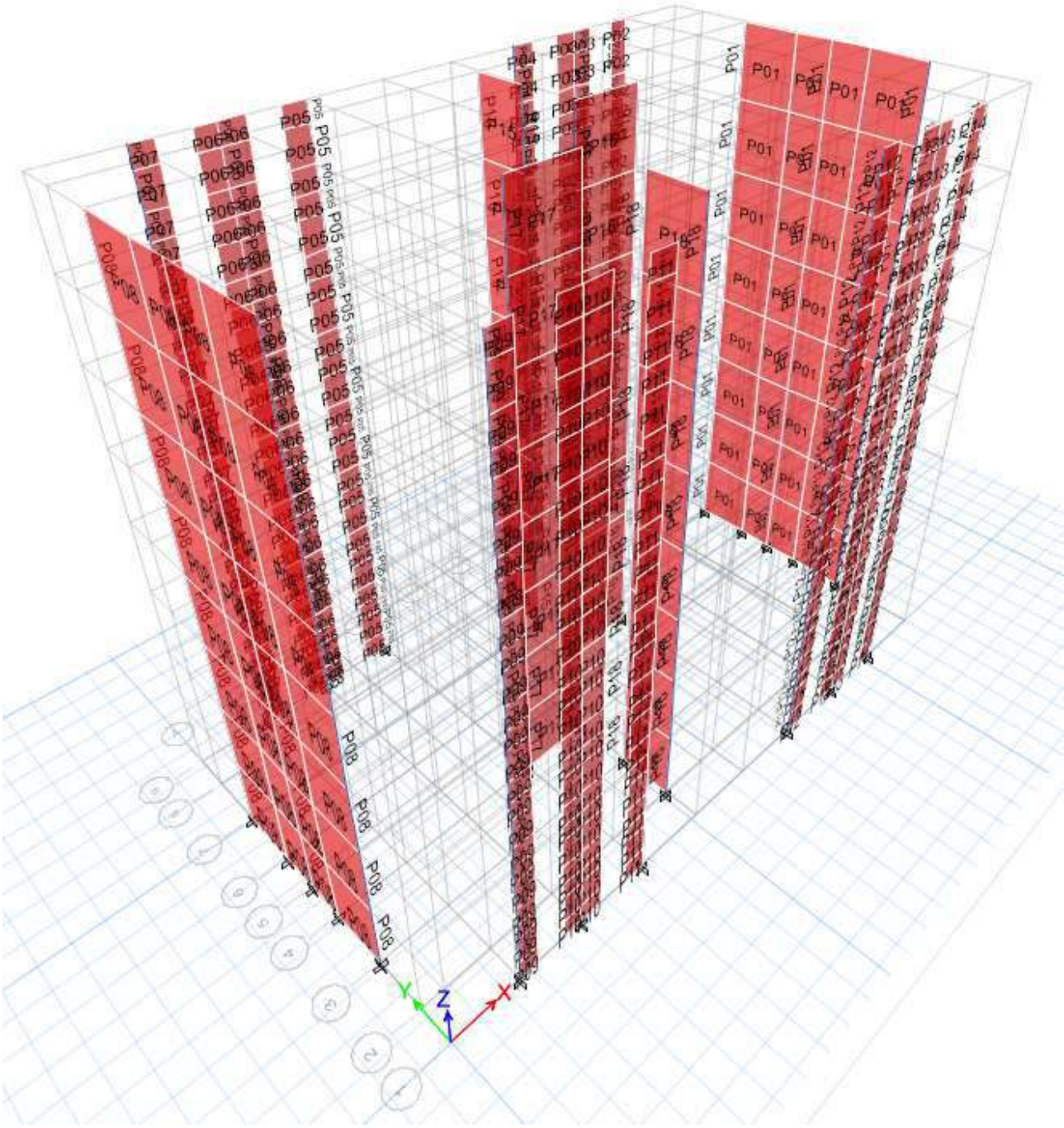


Figure 5. 10 vue en 3d des trumeaux

5.5.3 Vérification des contraintes tangentielles :

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux :

Étage	Voile	h [m]	e [m]	d [m]	$V_{étabs}$ [kN]	τ [MPa]	[τb] [MPa]	Vérification
Story1	Po1	8.60	0.2	7.74	4005.39	3.62	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	146.32	1.30	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	485.78	1.99	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	224.81	1.71	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	224.77	1.71	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	485.77	1.99	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	146.31	1.30	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	4005.24	3.62	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	145.07	1.29	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	481.63	1.97	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	222.86	1.69	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	222.96	1.69	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	481.56	1.97	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	145.05	1.29	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	675.21	2.23	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	903.04	2.19	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	903.36	2.20	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	675.93	2.24	5	ok
Story2	Po1	8.60	0.2	7.74	4050.02	3.66	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	117.21	1.04	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	415.75	1.70	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	174.57	1.32	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	174.32	1.32	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	415.42	1.70	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	117.10	1.04	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	4049.26	3.66	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	116.10	1.03	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	412.13	1.69	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	173.05	1.31	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	173.30	1.32	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	412.44	1.69	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	116.27	1.03	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	343.98	1.14	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	583.16	1.42	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	588.94	1.43	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	342.64	1.13	5	ok

Étage	Voile	h [m]	e [m]	d [m]	$V_{étabs}$ [kN]	τ [MPa]	[τb] [MPa]	Vérification
Story3	Po1	8.60	0.2	7.74	3765.14	3.41	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	108.12	0.96	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	405.78	1.66	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	169.78	1.29	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	169.29	1.28	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	404.97	1.66	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	108.33	0.96	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	3763.04	3.40	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	107.54	0.96	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	401.83	1.64	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	168.11	1.28	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	168.51	1.28	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	402.60	1.65	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	107.18	0.95	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	291.58	0.97	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	494.69	1.20	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	503.76	1.22	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	287.47	0.95	5	ok
Story4	Po1	8.60	0.2	7.74	3210.68	2.90	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	92.00	0.82	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	352.07	1.44	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	133.09	1.01	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	133.54	1.01	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	351.15	1.44	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	91.79	0.82	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	3209.19	2.90	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	90.97	0.81	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	348.52	1.43	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	132.32	1.00	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	132.04	1.00	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	349.14	1.43	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	91.25	0.81	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	236.11	0.78	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	414.13	1.01	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	424.94	1.03	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	231.72	0.77	5	ok

Étage	Voile	h [m]	e [m]	d [m]	$V_{étabs}$ [kN]	τ [MPa]	[τb] [MPa]	Vérification
Story5	Po1	8.60	0.2	7.74	2829.65	2.56	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	70.55	0.63	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	316.87	1.30	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	118.10	0.90	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	117.46	0.89	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	315.78	1.29	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	70.39	0.63	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	2828.08	2.56	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	69.75	0.62	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	313.35	1.28	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	116.81	0.89	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	117.12	0.89	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	314.27	1.29	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	70.00	0.62	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	249.29	0.83	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	402.67	0.98	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	413.81	1.01	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	245.12	0.81	5	ok
Story6	Po1	8.60	0.2	7.74	2145.86	1.94	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	59.41	0.53	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	247.64	1.01	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	93.72	0.71	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	94.29	0.72	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	246.55	1.01	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	59.22	0.53	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	2145.00	1.94	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	58.63	0.52	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	244.68	1.00	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	93.21	0.71	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	92.95	0.71	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	245.44	1.00	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	58.93	0.52	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	190.70	0.63	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	322.24	0.78	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	334.44	0.81	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	186.43	0.62	5	ok

Étage	Voile	h [m]	e [m]	d [m]	$V_{étabs}$ [kN]	τ [MPa]	[τb] [MPa]	Vérification
Story7	Po1	8.60	0.2	7.74	1584.78	1.43	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	42.23	0.38	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	188.44	0.77	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	70.99	0.54	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	71.53	0.54	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	187.20	0.77	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	42.06	0.37	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	1583.22	1.43	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	41.63	0.37	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	185.68	0.76	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	70.71	0.54	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	70.40	0.53	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	186.90	0.77	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	41.91	0.37	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	191.71	0.63	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	288.97	0.70	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	301.56	0.73	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	187.56	0.62	5	ok
Story8	Po1	8.60	0.2	7.74	628.64	0.57	5	ok
	Po2	0.88	0.2	0.79	22.21	0.20	5	ok
	Po3	1.90	0.2	1.71	73.43	0.30	5	ok
	Po4	1.03	0.2	0.92	42.08	0.32	5	ok
	Po5	1.03	0.2	0.92	43.41	0.33	5	ok
	Po6	1.90	0.2	1.71	71.94	0.29	5	ok
	Po7	0.88	0.2	0.79	22.10	0.20	5	ok
	Po8	8.60	0.2	7.74	623.93	0.56	5	ok
	Po9	0.88	0.2	0.79	21.73	0.19	5	ok
	Po10	1.90	0.2	1.71	71.39	0.29	5	ok
	Po11	1.03	0.2	0.92	41.79	0.32	5	ok
	Po12	1.03	0.2	0.92	41.89	0.32	5	ok
	Po13	1.90	0.2	1.71	72.60	0.30	5	ok
	Po14	0.88	0.2	0.79	22.11	0.20	5	ok
	Po15	2.35	0.2	2.12	106.95	0.35	5	ok
	Po16	3.20	0.2	2.88	149.31	0.36	5	ok
	Po17	3.20	0.2	2.88	164.55	0.40	5	ok
	Po18	2.35	0.2	2.12	98.29	0.33	5	ok

Tableau 5. 72 Vérification des contraintes tangentielles des trumeaux

5.5.4 Les armatures verticales des trumeaux :

a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable :
  - Béton : $\Upsilon_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\Upsilon_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton : $\Upsilon_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier : $\Upsilon_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux:
  - **1er cas** : N_{min} et son $M_{3corres.}$
  - **2eme cas :** N_{max} et son $M_{3corres.}$
  - **3eme cas :** M_{3max} et son N_{corres}.
- La section de calcul sera (h x b) avec :
  - h : la longueur du voile
- b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=18cm)
- Avec :

$$d \cong \frac{19\,L}{20} \text{etc} = c' = h - d$$

b. Principe

Pour calculer les armatures longitudinales des trumeaux on les divise en cinq -05- zones de ferraillage schématisées en suivant :

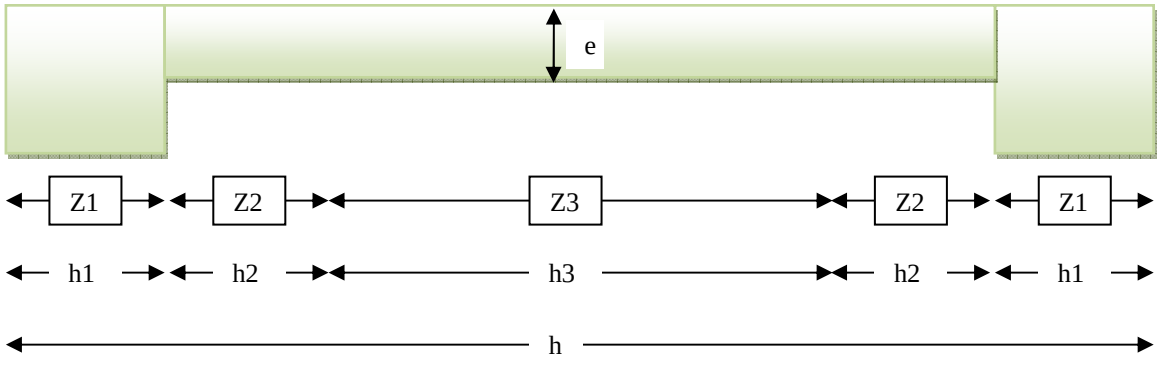


Figure 5. 11 Schématisation des zones de ferraillage des trumeaux

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

c. Calcul des armatures verticales

i. Trumeaux P01 + P08 :

Étage	section trumeau		État limite	*1er cas : Nmin M3 cor*		*2e cas : Nmax M3 cor*		*3e cas : M3 max N cor*	
	h [m]	e [m]		N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]
Story 1+2+3+4	9.05	0.2	ELA	1000.20	2207.62	3738.62	7606.85	3276.45	70923.50
			ELS	1859.72	44.35	3250.90	26.70	3248.90	62.38
			ELU	2539.78	61.06	4436.05	36.24	4433.27	86.22
Story 5+6+7+8	9.05	0.2	ELA	104.54	30.54	1844.35	2297.94	1597.97	22586.97
			ELS	212.82	0.49	1584.53	19.47	1583.27	44.83
			ELU	290.76	0.67	2162.02	26.62	2160.27	61.71

Tableau 5. 73 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (1/3)

Étage	section trumeau		*c=c' =0.2h* [cm]	Récapitulation							
	h [m]	e [m]		$A_{théor\ max}$ [cm²]	A_{pot} [cm²]	A_{rest} [cm²]	Φ_l	$A_{\Phi l}$	$n_l/2$	l_{rest} [cm]	esp [cm]
1+2 +3+4	9.05	0.2	181.00	207.60	24.13	183.47	20	3.14	30	317.00	10.57
5+6 +7+8	9.05	0.2	181.00	47.40	14.20	33.20	14	1.54	11	327.00	29.73

Tableau 5. 74 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (2/3)

Étage	section trumeau		Zone 01 (Potelet)			Zone 02				Zone 03			
	h [m]	e [m]	h [cm]	A Z1	A Z1 [cm²]	h [cm]	A Z2	esp [cm]	A Z2 [cm²]	h [cm]	A Z3	esp [cm]	A Z3 [cm²]
1+2 +3+4	9.05	0.2	45	12T16	24.13	320	2x32T20	10	201.06	175	2 x (2X3T16) + (12T16)	20	48.25
5+6 +7+8	9.05	0.2	35	4T16 + 4T14	14.20	320	2x33T14	10	101.6	175	2 x (2X3T14) + (4T16+4T14)	20	32.67

Tableau 5. 75 Calcul des armatures verticales des trumeaux P01+P08 (3/3)

i. Trumeaux P03 +P 06 + P10 + P13 :

Étage	section trumeau		État limite	*1er cas : Nmin M3 cor*		*2e cas : Nmax M3 cor*		*3e cas : M3 max N cor*	
	h[m]	e[m]		N[kN]	M3 [kN.m]	N[kN]	M3 [kN.m]	N[kN]	M3 [kN.m]
1+2 +3+4	1.9	0.2	ELA	110.04	411.31	1248.63	733.22	1248.63	733.22
			ELS	471.20	6.98	819.46	3.85	575.75	7.75
			ELU	641.71	9.58	1114.80	5.24	783.91	10.62
5+6 +7+8	1.9	0.2	ELA	23.09	18.97	585.41	341.36	584.55	344.15
			ELS	64.49	7.82	393.80	0.75	64.49	7.82
			ELU	88.17	10.74	535.69	1.07	88.17	10.74

Tableau 5. 76 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (1/3)

Étage	section trumeau		*c=c' =0.1h* [cm]	Récapitulation							
	h[m]	e[m]		$A_{théor\ max}$ [cm²]	A_{pot} [cm²]	A_{rest} [cm²]	Φ_l	$A_{\Phi l}$	$n_l/2$	l_{rest} [cm]	esp [cm]
1+2 +3+4	1.9	0.2	19.00	8.40	16.08	-7.68	16	2.01	-2	-7.00	3.50
5+6 +7+8	1.9	0.2	19.00	8.40	9.05	-0.65	8	0.50	-1	3.00	-3.00

Tableau 5. 77 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (2/3)

Étage	Section trumeau		Zone 01 (Potelet)			Zone 02				Zone 03			
	h [m]	e [m]	h [m]	A Z1 [cm²]	A Z1 [cm²]	h [cm]	A Z2	Esp [cm]	A Z2 [cm²]	h [cm]	A Z3 [cm²]	esp [cm]	A Z3 [cm²]
1+2 +3+4	1.9	0.2	45	2x4T16	16.08	100.00	(2x2T16) + (12T16) + (2x3T16)	10	44.23	/	/	/	/
5+6 +7+8	1.9	0.2	35	2x4T12	9.05	110.00	(2x2T12) + (4T14+4T16) + (2x3T12)	10	25.51	/	/	/	/

Tableau 5. 78 Calcul des armatures verticales des trumeaux P03+P06+P10+P13 (3/3)

ii. Trumeau P16 + P17 :

Étage	section trumeau		État limite	*1er cas : Nmin M3 cor*		*2e cas : Nmax M3 cor*		*3e cas : M3 max N cor*	
	h [m]	e [m]		N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]
1+2 +3+4	3.65	0.2	ELA	574.68	88.92	2996.82	570.44	2644.99	8065.73
			ELS	1392.45	40.61	2443.71	5.15	1392.45	40.61
			ELU	1909.38	55.98	3352.05	7.42	1909.38	55.98
5+6 +7+8	3.65	0.2	ELA	87.08	41.17	1531.84	134.03	1029.89	1854.25
			ELS	213.21	94.47	1229.11	15.72	213.21	94.47
			ELU	291.39	129.65	1685.25	21.34	291.39	129.65

Tableau 5. 79 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (1/3)

Étage	section trumeau		*c=c' =0.1h* [cm]	Récapitulation							
	h [m]	e [m]		$A_{théor\ max}$ [cm²]	A_{pot} [cm²]	A_{rest} [cm²]	Φ_l	$A_{\Phi l}$	$n_l/2$	l_{rest} [cm]	esp [cm]
1+2 +3+4	3.65	0.2	36.50	35.90	24.13	11.77	16	2.01	3	28.00	9.33
5+6 +7+8	3.65	0.2	36.50	15.40	14.20	1.20	12	1.13	1	38.00	38.00

Tableau 5. 80 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (2/3)

Étage	Section trumeau		Zone 01 (Potelet)			Zone 02				Zone 03			
	h [m]	e [m]	h [cm]	A Z1	A Z1 [cm²]	h [cm]	A Z2	esp [cm]	A Z2 [cm²]	h [cm]	A Z3	Esp [cm]	A Z3 [cm²]
1+2 +3+4	3.65	0.2	45	12T16	24.13	30.00	2x3T16	10	12.06	215	2x11T16	20	44.23
5+6 +7+8	3.65	0.2	35	4T16+4T14	14.20	40.00	2x4T12	10	9.05	215	2x11T12	20	24.88

Tableau 5. 81 Calcul des armatures verticales des trumeaux P16 +P17 (3/3)

iii. Trumeau P15 + P18 :

Étage	section trumeau		État limite	*1er cas : Nmin M3 cor*		*2e cas : Nmax M3 cor*		*3e cas : M3 max N cor*	
	h [m]	e [m]		N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]	N [kN]	M3 [kN.m]
1+2 +3+4	2.8	0.2	ELA	98.61	689.28	2286.34	4833.61	2286.34	4833.61
			ELS	729.96	25.02	1635.03	8.36	949.50	33.10
			ELU	993.61	34.48	2235.30	11.60	1299.12	45.77
5+6 +7+8	2.8	0.2	ELA	10.51	296.98	1138.76	928.60	445.16	990.63
			ELS	81.41	45.98	791.96	31.02	123.62	68.03
			ELU	111.18	63.36	1082.72	42.89	168.97	93.48

Tableau 5. 82 Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (1/3)

Étage	section trumeau		*c=c' =0.h* [cm]	Récapitulation							
	h [m]	e [m]		$A_{théor\ max}$ [cm²]	A_{pot} [cm²]	A_{rest} [cm²]	Φ_l	$A_{\Phi l}$ [cm²]	$n_l/2$	l_{rest} [cm]	esp [cm]
1+2 +3+4	2.8	0.2	28.00	26.10	24.13	1.97	16	2.01	1	11.00	11.00
5+6 +7+8	2.8	0.2	28.00	12.00	14.20	-2.20	12	1.13	-1	21.00	-21.00

Tableau 5. 83Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (2/3)

Étage	section trumeau		Zone 01 (Potelet)			Zone 02				Zone 03			
	h [m]	e [m]	h [cm]	A Z1	A Z1 [cm²]	h [cm]	A Z2	esp [cm]	A Z2 [cm²]	h [cm]	A Z3	Esp [cm]	A Z3 [cm²]
1+2 +3+4	2.8	0.2	45	12T16	24.13	30.00	2x3T16	10	12.06	130	2x6T16	20	24.13
5+6 +7+8	2.8	0.2	35	4T16 +4T14	14.20	40.00	2x4T12	10	9.05	130	2x6T12	20	13.57

Tableau 5. 84 Calcul des armatures verticales des trumeaux P15 +P18 (3/3)

5.5.5 Les armatures horizontales :

b. Minimum réglementaire :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

N°	Étage	Section		esp max [cm]	Armature transversale				$A_{t\ min}$		Vérification	
		h [m]	e [m]		Φ_t	esp [cm]	n_t / m_L	$A_{t\ totale}$ /m_L	globale	Z. C	globale	Z. C
15+18	1+2+3+4	2.8	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
	5+6+7+8	2.8	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
4+5+ 11+12	1+2+3+4	1.25	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
	5+6+7+8	1.25	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
3+6+ 10+13	1+2+3+4	1.9	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
	5+6+7+8	1.9	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
2+7+ 9+14	1+2+3+4	1.1	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
	5+6+7+8	1.1	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
1+8	1+2+3+4	9.05	0.2	30	14	10	10	30.79	1.539%	1.539%	ok	ok
	5+6+7+8	9.05	0.2	30	14	10	10	30.79	1.539%	1.539%	ok	ok
16+17	1+2+3+4	3.65	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok
	5+6+7+8	3.65	0.2	30	10	15	7	11.00	0.550%	0.550%	ok	ok

Tableau 5. 85 Calcul Les armatures horizontales minimales

c. Calcul des armatures horizontales du trumeau P01+08 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	9.05	3.23	0.002	4436.05	25	1.29	400
STORY5+6+7+8	0.2	9.05	8.96	0.005	2162.02	25	1.14	400

Tableau 5. 86 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELU *(1/2)*

Etage	Υ_s	$f_{t2}8$ [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)\ )/(0.9*f_{et}\ )$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.003079	0.15	0.10263333	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.003079	0.15	0.10263333	-0.002	ok

Tableau 5. 87 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELU *(2/2)*

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	9.05	4309.15	2.645	3738.62	25	1.25	400
STORY5+6+7+8	0.2	9.05	3010.58	1.848	1844.35	25	1.12	400

Tableau 5. 88 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELA 1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.003079	0.15	0.10263333	0.005	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.003079	0.15	0.10263333	0.003	ok

Tableau 5. 89 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le CBA à ELA *(2/2)*

➢ *vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

Étage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	9.05	8.145	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	9.05	8.145	0.4	ok

Tableau 5. 90 Vérification des St des trumeaux P01+P08

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

Etage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m²]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)\geq$0.4 MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.003079	0.2	41.053	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.003079	0.2	41.053	ok

Tableau 5. 91 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08

ii. Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	9.05	4309.15	0.003079	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	9.05	3010.58	0.003079	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 92 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le PRA à ELA *(1/2)*

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h*f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h*f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.02052667	0.002975931	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.02052667	0.002079132	ok

Tableau 5. 93 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P01+P08 selon le PRA à ELA *(2/2)*

d. Calcul des armatures horizontales du trumeau P02+07+09+14 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.1	8.86	0.045	765.94	25	1.42	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.1	8.71	0.044	339.19	25	1.19	400

Tableau 5. 94 Vérification *Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA à ELU (1/2)*

Etage	Υ_s	$f_{t2}8$ [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 95 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA *à ELU* (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.1	152.42	0.770	4959.63	25	3.71	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.1	73.35	0.370	1587.69	25	1.87	400

Tableau 5. 96 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA à ELA (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/ (b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.004	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 97 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le CBA *à ELA* (2/2)

➢ *vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

étage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	S_t ≤ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	1.1	0.99	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	1.1	0.99	0.4	ok

Tableau 5. 98 Vérification des St des trumeaux P02+P07+P09+P14

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

étage	S_t[m]	f_{et} [MPa]	A_t [m²]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$≥0.4 MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok

Tableau 5. 99 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14

ii. Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	1.1	152.42	0.0011	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	1.1	73.35	0.0011	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 100 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le PRA *à ELA* (1/2)

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.00733333	0.000866038	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.00733333	0.000416786	ok

Tableau 5. 101 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P02+P07+P09+P14 selon le PRA *à ELA* (2/2)

e. Calcul des armatures horizontales du trumeau P03+06+10+13 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.9	6.33	0.019	1114.80	25	1.35	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.9	8.94	0.026	535.69	25	1.17	400

Tableau 5. 102 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELU* (1/2)

Etage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 103 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELU* (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.9	506.17	1.480	1248.63	25	1.39	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.9	329.97	0.965	585.41	25	1.18	400

Tableau 5. 104 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA *à ELA* (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	0.002	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	0.001	ok

Tableau 5. 105 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le CBA à ELA (2/2)

➢ *vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

Etage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	S_t ≤ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	1.9	1.71	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	1.9	1.71	0.4	ok

Tableau 5. 106 Vérification des St des trumeaux P03+P06+P10+P13

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

Etage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m²]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)\geq 0.4$ MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok

Tableau 5. 107 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13

ii. Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	1.9	506.17	0.0011	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	1.9	329.97	0.0011	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 108 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le PRA *à ELA* (1/2)

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.00733333	0.001665033	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.00733333	0.001085431	ok

Tableau 5. 109 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P03+P06+P10+P13 selon le PRA *à* ELA (2/2)

f. Calcul des armatures horizontales du trumeau P04+05+11+12 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.25	15.27	0.068	798.75	25	1.38	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.25	8.21	0.036	380.63	25	1.18	400

Tableau 5. 110 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELU (1/2)

Etage	Υ_s	$f_{t2}8$ [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 111 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELU (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	1.25	233.99	1.040	4892.24	25	3.35	400
STORY5+6+7+8	0.2	1.25	122.81	0.546	1581.05	25	1.76	400

Tableau 5. 112 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELA (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 113 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12 selon le CBA *à* ELA (2/2)

➢ *vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

étage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	1.25	1.125	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	1.25	1.125	0.4	ok

Tableau 5. 114 Vérification des St des trumeaux P04+P05+P11+P12

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

étage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m²]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)\geq 0.4$ MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok

Tableau 5. 115 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12

ii. Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	1.25	233.99	0.0011	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	1.25	122.81	0.0011	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 116 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12selon le PRA *à* ELA (1/2)

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h*f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h*f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.00733333	0.001169933	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.00733333	0.000614049	ok

Tableau 5. 117 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P04+P05+P11+P12selon le PRA *à* ELA (2/2)

g. Calcul des armatures horizontales du trumeau P15+18 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	2.8	26.79	0.053	2235.30	25	1.48	400
STORY5+6+7+8	0.2	2.8	43.51	0.086	1082.72	25	1.23	400

Tableau 5. 118 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELU (1/2)

étage	Υ_s	$f_{t2}8$ [MPa]	A_t [m^2]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 119 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELU (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	2.8	718.68	1.426	2286.34	25	1.49	400
STORY5+6+7+8	0.2	2.8	263.97	0.524	1138.76	25	1.24	400

Tableau 5. 120 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELA (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m^2]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	0.001	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.001	ok

Tableau 5. 121 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 selon le CBA à ELA (2/2)

➢ *vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

Etage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	2.8	2.52	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	2.8	2.52	0.4	ok

Tableau 5. 122 Vérification des St des trumeaux P15+P18

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

Etage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m^2]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t) \geq 0.4$ MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok

Tableau 5. 123 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18

Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m²]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	2.8	718.68	0.0011	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	2.8	263.97	0.0011	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 124 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 le PRA à ELA (1/2)

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.00733333	0.001604189	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.00733333	0.000589208	ok

Tableau 5. 125 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P15+P18 le PRA à ELA (2/2)

h. Calcul des armatures horizontales du trumeau P16+17 :

i. Selon le CBA93 :

➢ *Calcul à l'ELU*

Etage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28} [MPa]	K	f_{et} [MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	3.65	25.21	0.038	3352.05	25	1.55	400
STORY5+6+7+8	0.2	3.65	55.50	0.084	1685.25	25	1.28	400

Tableau 5. 126 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELU (1/2)

Etage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	Vérification
STORY1+2+3+4	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.003	ok
STORY5+6+7+8	1.15	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	-0.002	ok

Tableau 5. 127 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELU (2/2)

➢ *Calcul à l'ELA*

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	τ_{u2} [MPa]	N_u [kN]	f_{c28}[MPa]	K	f_{et}[MPa]
STORY1+2+3+4	0.2	3.65	941.18	1.433	2996.82	25	1.49	400
STORY5+6+7+8	0.2	3.65	430.32	0.655	1531.84	25	1.25	400

Tableau 5. 128 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELA (1/2)

Étage	Υ_s	f_{t28} [MPa]	A_t [m²]	S_t [m]	$A_t/(b_0*S_t)$	$\gamma_s*(\tau_u-0.3*f_{t28}*K))/(0.9*f_{et})$	vérification
STORY1+2+3+4	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	0.001	ok
STORY5+6+7+8	1	2.1	0.0011	0.15	0.03666667	0.000	ok

Tableau 5. 129 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 selon le CBA à ELA (2/2)

➢ *Vérification de St ≤ Min [0.9d, 40cm]*

étage	S_t [m]	h [m]	d [m]	Min [0.9d, 0.4m]	$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
STORY1+2+3+4	0.15	3.65	3.285	0.4	ok
STORY5+6+7+8	0.15	3.65	3.285	0.4	ok

Tableau 5. 130 Vérification des St des trumeaux P16+P17

➢ *vérification de (At*fet)/(b*St)≥0.4 MPa*

étage	S_t[m]	f_{et} [Mpa]	A_t [m^2]	b [m]	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)$	$(A_t*f_{et})/(b*S_t)\geq 0.4$ MPa
STORY1+2+3+4	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok
STORY5+6+7+8	0.15	400	0.0011	0.2	14.667	ok

Tableau 5. 131 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17

ii. Selon le RPA99 :

Étage	b [m]	h [m]	V_{u2} [kN]	A_t [m^2]	S_t [m]	f_{et} [MPa]	h_e	l_f
STORY1+2+3+4	0.2	3.65	941.18	0.0011	0.15	400	3.23	2.261
STORY5+6+7+8	0.2	3.65	430.32	0.0011	0.15	400	3.23	2.261

Tableau 5. 132 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 le PRA à ELA (1/2)

étage	λ_g	ρ_a	A_t/S_t	$(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$	$A_t/S_t>(\rho_a*V_u)/(h * f_{et})$
STORY1+2+3+4	11.31	2.5	0.00733333	0.001611617	ok
STORY5+6+7+8	11.31	2.5	0.00733333	0.000736842	ok

Tableau 5. 133 Vérification Les armatures horizontales des trumeaux P16+P17 le PRA à ELA (2/2)

5.6 Calcul des linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

5.6.1 Recommandations réglementaires

❖ ***Selon le CBA 93***

Même conditions que pour les poutres.

❖ ***Selon le RPA 99***

✓ Contrainte limite de cisaillement : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u}$= 1.4V_u

b_0: épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- ***Aciers longitudinaux***

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \text{ Avec } \quad Z = h - 2d' \textbf{[3]}$$

M : moment dû à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- ***Aciers transversaux :***

On distingue deux cas :

λ > 1 (linteau long)

λ < 1 (linteau court)

$$\lambda = \frac{L}{H}$$

a. linteau long *(λ>1)* : On doit avoir : $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau *court (λ<1) : On* doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min(V_1, V_2) \; ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \text{ Avec } Z = h - 2d'$$

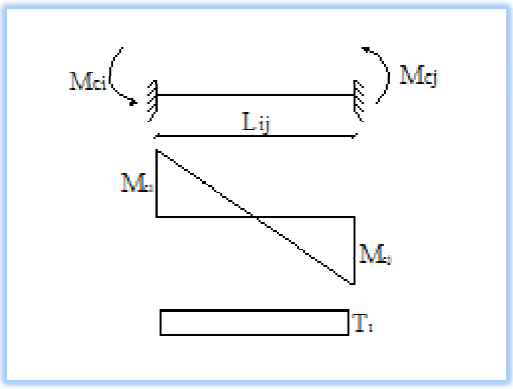


Figure 5. 12 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \text{ Avec : } tg\,\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

V = V_u (sans majoration)

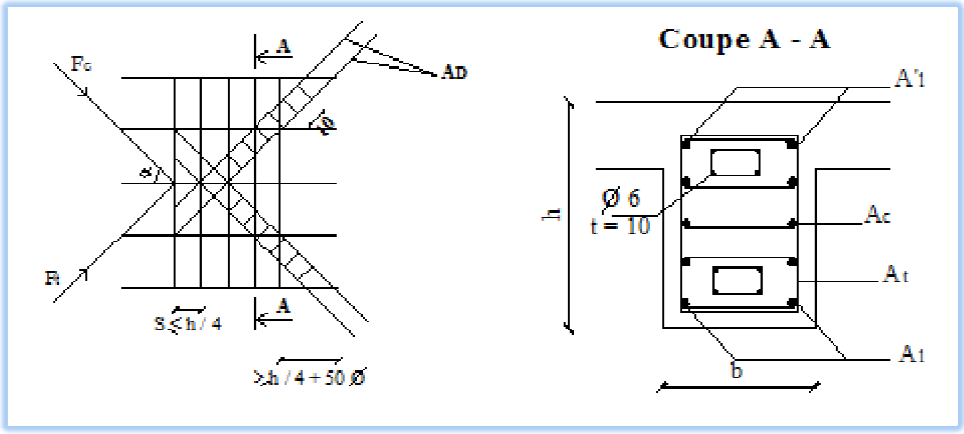


Figure 5. 13 Armatures du linteau selon le RPA 99

- ***Ferraillage minimal***

❖ ***Selon le RPA 9***

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l^{'} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :
$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

-Armatures de diagonales :
$$\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

-Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent etre au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

5.6.2 Repérage des linteaux :

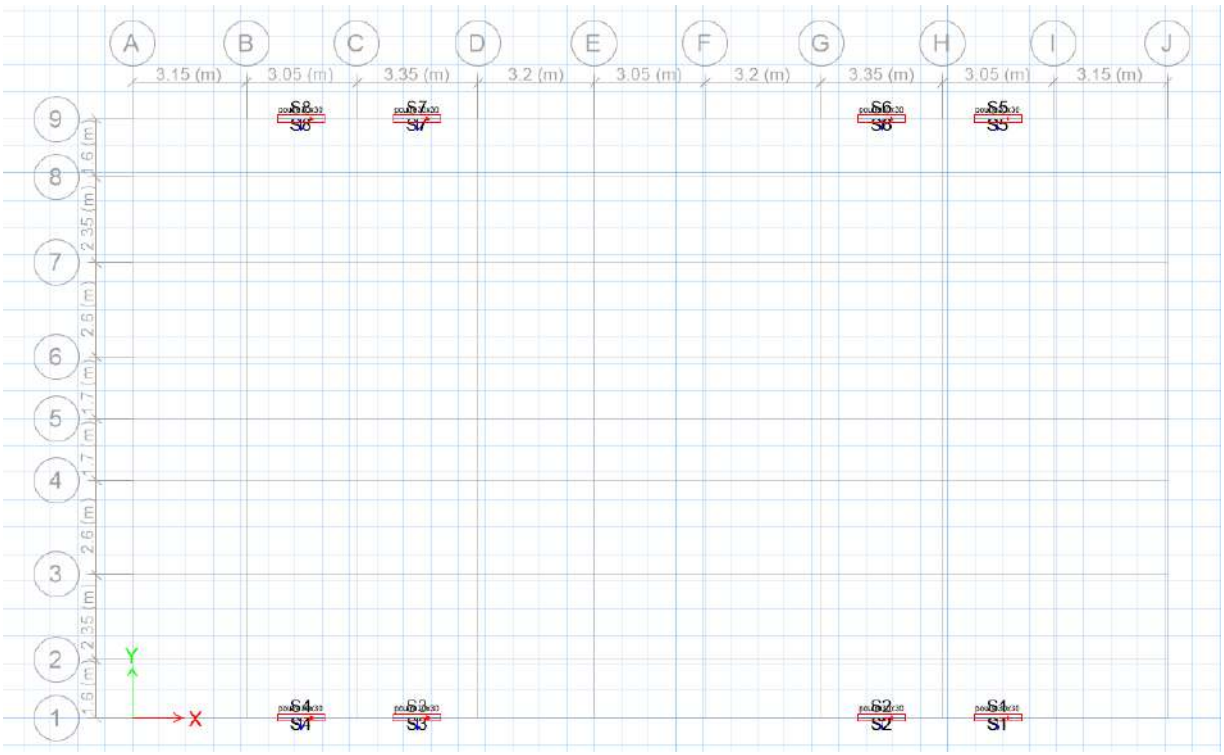


Figure 5. 14 vue en plan des linteaux

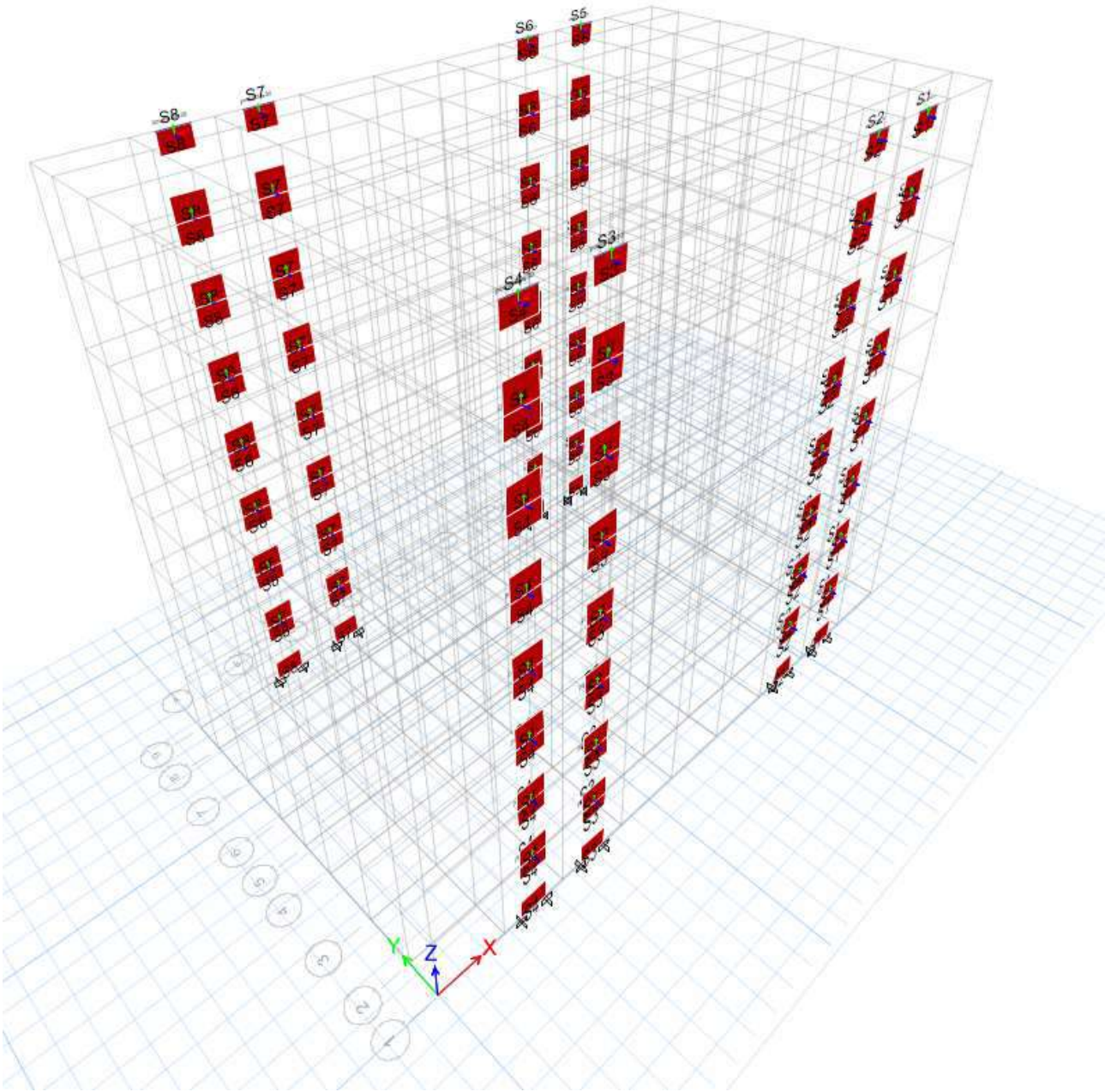


Figure 5. 15 vue en 3d des linteaux

5.6.3 Vérification des contraintes tangentielles :

niveau	V2 [kN]	V' = 1.4 V2 [kN]	e [m]	h [m]	d [m]	τ [MPa]	[τ] [MPa]	vérification
Base	464.16	649.83	0.2	1	0.9	3.61	5	ok
Story1	1085.09	1519.13	0.2	1.83	1.647	4.61	5	ok
Story2	1062.64	1487.70	0.2	1.83	1.647	4.52	5	ok
Story3	1000.33	1400.47	0.2	1.83	1.647	4.25	5	ok
Story4	870.52	1218.74	0.2	1.83	1.647	3.70	5	ok
Story5	737.92	1033.10	0.2	1.83	1.647	3.14	5	ok
Story6	559.23	782.92	0.2	1.83	1.647	2.38	5	ok
Story7	345.95	484.34	0.2	1.83	1.647	1.47	5	ok
Story8	102.24	143.14	0.2	0.83	0.747	0.96	5	ok

Tableau 5. 134 Vérification des contraintes tangentielles des linteaux

5.6.4 Calcul des armatures diagonales :

Niveau	e [m]	h [m]	d [m]	abs(V2) [kN]	τ [MPa]	l [m]	α [°]	linteau	combo
Base	0.20	1.00	0.90	464.16	3.61	1.30	36.16	S8	G+Q+Ex
Story1	0.20	1.83	1.65	1085.09	4.61	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story2	0.20	1.83	1.65	1062.64	4.52	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story3	0.20	1.83	1.65	1000.34	4.25	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story4	0.20	1.83	1.65	870.53	3.70	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story5	0.20	1.83	1.65	737.93	3.14	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story6	0.20	1.83	1.65	559.23	2.38	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story7	0.20	1.83	1.65	345.96	1.47	1.30	53.86	S6	G+Q+Ex
Story8	0.20	0.83	0.75	102.24	0.96	1.30	30.96	S6	G+Q+Ex

Tableau 5. 135 Calcul des armatures diagonales des linteaux (1/2)

Niveau	e [m]	h [m]	Ad [cm²]	**Ad adopté [cm²]**	**débord des diagonales**	
					théorique [m]	adopté [m]
Base	0.20	1.00	9.83	2x (2T16+1T14) (=11.12 cm²)	1.05	1.5
Story1	0.20	1.83	16.80	2x3T20 (=18.85 cm²)	1.4575	1.5
Story2	0.20	1.83	16.45	2x (2T20+1T16) (=16.59 cm²)	1.4575	1.5
Story3	0.20	1.83	15.48	2x (2T20+1T16) (=16.59 cm²)	1.4575	1.5
Story4	0.20	1.83	13.47	2x (2T16+1T20) (=14.33 cm²)	1.4575	1.5
Story5	0.20	1.83	11.42	2x3T16 (=12.06 cm²)	1.2575	1.5
Story6	0.20	1.83	8.66	2x3T14 (=9.24 cm²)	1.1575	1.5
Story7	0.20	1.83	0.00	0.00	/	/
Story8	0.20	0.83	0.00	0.00	/	/

Tableau 5. 136 Calcul des armatures diagonales des linteaux (2/2)

5.6.5 Calcul des armatures longitudinales :

niveau	h [m]	τ [MPa]	M_3 [kNm]	A_l [cm²]	Armature longitudinale adopté				
					n_{barre}	Φ_l	$A_{l\,totale}/m_L$ [cm²]	vérification	Ratio
Base	1.00	3.61	317.61	3.00	6	12	6.79	ok	226%
Story1	1.83	4.61	699.35	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story2	1.83	4.52	707.43	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story3	1.83	4.25	643.32	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story4	1.83	3.70	578.79	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story5	1.83	3.14	476.77	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story6	1.83	2.38	368.05	5.49	6	12	6.79	ok	124%
Story7	1.83	1.47	219.76	3.09	6	12	6.79	ok	220%
Story8	0.83	0.96	64.69	2.07	4	12	4.52	ok	218%

Tableau 5. 137 Calcul des armatures longitudinales des linteaux

5.6.6 Calcul des armatures de peau :

Étage	e [m]	h [m]	0.2%xbxh [cm²]	A [cm²]	A [cm²]	vérification
Base	0.20	1.00	4	4T14	4.52	ok
Story1	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story2	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story3	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story4	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story5	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story6	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story7	0.20	1.83	7.32	6T14	9.24	ok
Story8	0.20	0.83	3.32	4T14	4.52	ok

Tableau 5. 138 Calcul des armatures de peau des linteaux

5.6.7 Calcul des armatures transversales :

étage	type linteau	A_t	A_l	e [m]	h [m]	Z	l [m]	At [cm²]	Al [cm²]	V [kN]	τ [MPa]
Base	long	2T16	6T12	0.20	1.00	0.95	1.30	4.02	6.79	464.16	3.61
Story1	court	2T16	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	4.02	6.79	1085.09	4.61
Story2	court	2T16	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	4.02	6.79	1062.64	4.52
Story3	court	2T16	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	4.02	6.79	1000.34	4.25
Story4	court	2T16	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	4.02	6.79	870.53	3.70
Story5	court	2T12	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	2.26	6.79	737.93	3.14
Story6	court	2T12	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	2.26	6.79	559.23	2.38
Story7	court	2T12	6T12	0.20	1.83	1.78	1.30	2.26	6.79	345.96	1.47
Story8	long	2T12	4T12	0.20	0.83	0.78	1.30	2.26	4.52	102.24	0.96

Tableau 5. 139 Calcul des armatures transversales des linteaux(1/2)

Étage	e [m]	h [m]	V2 [kN]	M_{ci} [kN.m]	M_{cj} [kN.m]	V1 [kN]	St max Total [cm]	St adopté [cm]
Base	0.20	1.00	928.33	258.02	258.02	396.95	100.00	15.00
Story1	0.20	1.83	2170.18	483.45	483.45	743.77	44.48	15.00
Story2	0.20	1.83	2125.28	483.45	483.45	743.77	44.38	15.00
Story3	0.20	1.83	2000.68	483.45	483.45	743.77	44.95	15.00
Story4	0.20	1.83	1741.06	483.45	483.45	743.77	48.17	15.00
Story5	0.20	1.83	1475.86	483.45	483.45	743.77	35.17	15.00
Story6	0.20	1.83	1118.46	483.45	483.45	743.77	40.20	15.00
Story7	0.20	1.83	691.92	483.45	483.45	743.77	15.02	15.00
Story8	0.20	0.83	204.48	141.02	141.02	216.96	98.52	15.00

Tableau 5. 140 Calcul des armatures transversales des linteaux(2/2)

6. CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRA-STRUCTURE

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol de l'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Importance de l'étude des Fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

Élément de base à déterminer :

Au premier stade de l'étude des fondations, l'ensemble des charges que l'on a à faire porter par le sol est indépendant du type de structure mais en fonction de la finalité de l'ouvrage. Aussi en même temps que l'on démarrera l'étude des sols on devra faire une descente de charges qui donnera un premier élément du problème sur les conditions futures du travail du sol et orientera le programme de reconnaissance.

L'importance des bâtiments très souvent ne justifie pas une approche du problème en deux étapes.

Il n'en demeure pas moins que l'on ne devra jamais projeter un bâtiment sans une bonne connaissance préalable du sol de fondation.

Lors de l'obtention des résultats de compagne de reconnaissance des sols, on refera la descente de charge en fonction de la charge de la structure choisie qui semble la plus adaptée au site.

Choix du type de la fondation :

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

En toute correction, on devrait par des calculs poussés obtenir un ajustement des déformations de la structure avec celle du sol, elle –même fonction des sollicitations des efforts transmis par la structure.

Conclusion :

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment en projet) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Reconnaissance du lieu & du sol.

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas, pour établir l'étude d'infrastructure de notre projet on a

- la contrainte admissible du sol est 2.0 bars
- la profondeur du bon sol est de 2.0m par rapport au terrain naturel; et par la suite , on admis que le bloc doit être surélevé du niveau d'aménagement par trois -03- marche afin d'éviter tous éventuel problème d'inondation du RDC; à cet effet, on augmente l'ancrage des fondations à D=2.50m.

Choix du Type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

6.1 Conception des fondations :

Le calcul des fondations doit faire enchainement des semelles isolées aux semelles filantes aux semelles filantes croisées au radier.

6.1.1 Rappel théorique Diagramme des contraintes:

Le diagramme de répartition ne sera un trapèze sur toute la surface ou un triangle sur une partie de la surface de contact sol-semelle

Supposons la semelle rectangulaire A sur B

Si la répartition est trapézoïdale la contrainte au sol varie de σ_m à σ_M avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{AB} * \left(1 - 6 * \frac{e_0}{B}\right) \; et \; \sigma_2 = \frac{N}{AB} * \left(1 + 6 * \frac{e_0}{B}\right) \; avec u \; e_0 = {}^{M}/_{N}$$

La contrainte de contact est la contrainte de compression sous toute la semelle si σ_m est positif soit e0 est inférieure ou égale à B/6

Si ce n'est pas le cas, la contrainte a une répartition triangulaire et il est facile de vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{2N}{3A(\frac{B}{2} - e_0)}$$

Condition de résistance du sol:

- Si $e_0 \leq B/6$ la contrainte située aux trois quarts de la semelle du coté de σ_M notée $\sigma_{3/4}$, doit être inferieure à la contrainte admissible $\bar{\bar{\sigma}}$:

$$\sigma_{m\,3/4} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) * \frac{N}{AB} \leq \bar{\sigma}$$

- Si $e_0 > B/6$ la contrainte de résistance réglementaire est que :

$$\sigma_m = \frac{2N}{3A(\frac{B}{2} - e_0)} \leq 1.33\bar{\sigma}$$

Les relation précédentes permettent de déterminer les dimension Q et B de la semelle ces relation sont a vérifier à l'ELU (avec Pu et $\bar{\sigma}$) et à l'ELS (avec Pu et $\bar{\sigma}$)

En outre, l'effort normal revenant à la semelle c'est le cumul des l'effort revenant de la super structure et le poids propre de la semelle et le poids du remblai sur semelle

$$N_{total} = N_{structure} + N_{poids\ propre\ semelle} + N_{remblai}$$

Dans ce qui suit, on va exposer quelques résultats obtenus lors de passage de calcul entre les types de semelles suscitées par la comparaisons entre les contraintes de référence calculée par les formules citées en haut et la contrainte admissible du sol dont le ratio entre-elles (ratio = $\sigma_m / \bar{\bar{\sigma}}$) doit être resté inferieur à 1.0.

Aucune traction du sol n'étant possible et admise, ce dernier provoque le soulèvement de la semelle ce qui est possible mathématiquement si la répartition est triangulaire et $e_0 \geq B/2$ ou si l'effort normal total est un effort de traction ce qui donnera des contrainte de référence négatives.

6.1.2 Calcul en semelles isolées (vérification des contraintes) :

Caractéristiques du sol d'assise :	**Section du poteau :**
Ancrage D = 2.5 [m]	Largeur a = 0.45 [m]
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	Longueur b = 0.45 [m]
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	Avec une réduction des efforts à : 0 %

Caractéristiques de la semelle :	
Largeur : A= 2.85 [m] Longueur : B= 2.85 [m] Hauteur : h= 0.65 [m]	Poids propre : PP= 402.47 [kN]

État limite de service ELS : G + Q	Nœud : 68
Effort normal: N= 1179 [kN]	Effort normal total: N= 1581.47 [kN]
Suivant X-X :	**Suivant Y-Y :**
Moment : Ma= 0.09 [kNm]	Moment : Mb= -0.26 [kNm]
Excentricité : ea= 0 [m]	Excentricité : eb= 0 [m]
Type de réaction : -Trapézoïdale	Type de réaction : -Trapézoïdale
Contrainte de référence : σm a = 194.71 [kN/m²]	Contrainte de référence : σm b = 194.74 [kN/m²]
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	Conditions vérifiées (Ratios suivant A et B respectivement : 0.97 ; 0.97)

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	Nœud : 68
Effort normal: N= 1618.66 [kN]	Effort normal total: N= 2021.13 [kN]
Suivant X-X :	**Suivant Y-Y :**
Moment : Ma= 0.13 [kNm]	Moment : Mb= -0.35 [kNm]
Excentricité : ea= 0 [m]	Excentricité : eb= 0 [m]
Type de réaction : -Trapézoïdale	Type de réaction : -Trapézoïdale
Contrainte de référence : σm a = 248.85 [kN/m²]	Contrainte de référence : σm b = 248.88 [kN/m²]
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	Conditions vérifiées (Ratios suivant A et B respectivement : 0.83 ; 0.83)

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ex Max	Nœud : 68
Effort normal: N= 1276.39 [kN]	Effort normal total: N= 1678.86 [kN]
Suivant X-X :	**Suivant Y-Y :**
Moment : Ma= 4.34 [kNm]	Moment : Mb= 38.54 [kNm]
Excentricité : ea= 0 [m]	Excentricité : eb= 0.02 [m]
Type de réaction : -Trapézoïdale	Type de réaction : -Trapézoïdale
Contrainte de référence : σm a = 207.26 [kN/m²]	Contrainte de référence : σm b = 211.69 [kN/m²]
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	Conditions vérifiées (Ratios suivant A et B respectivement : 0.69 ; 0.71)

Commentaire :

Pour cette conception on a rencontré deux grands problèmes :

- des chevauchements des semelles isolées ont été remarques, pour lesquels les bulles d'actions sous semelles ont été Interférées d'une part

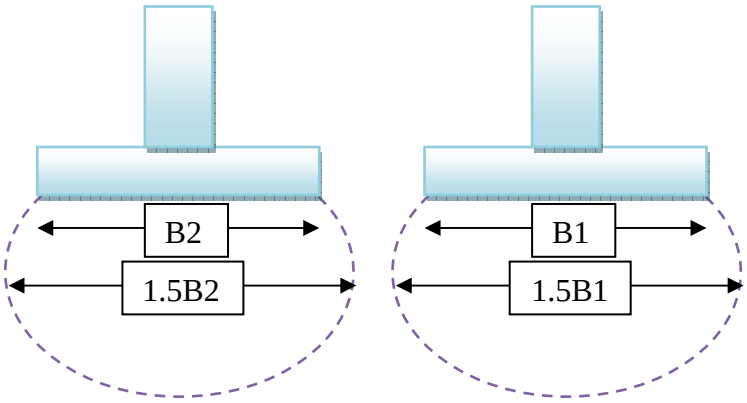


Figure 6. 1 Chevauchement des semelles

- et d'autre part, économiquement les dimensions calculés 2.85x2.85x0.65 par semelles sont très grandes nécessitant une très grandes quantité de béton, d'armatures, d'excavation et de remblaiement.

Par la suite, on est passé à la deuxième solution technique " semelles filantes"

6.1.3 Semelles filantes :

Afin de réduire les dimensions obtenues en haut on profite la longueur pour diminuer la largeur par combinaison de plusieurs poteaux et voiles sur même ligne en une seule semelle dite "*semelle filante*"

À ce stade ; on a essayé par des semelles suivant le sens transversal du bloc, et suivant sens longitudinal

a. Essais suivant le sens transversal du bloc :

On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes B + C + D + G + H + I:

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section de la semelle filante :***
Ancrage D = 2.5 [m]	*Largeur a = 16.95 [m]*
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	*Longueur b = 0.45 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 0 %*

Caractéristiques de la semelle : :	
Largeur : A= 20 [m] *Longueur : B= 2 [m]* *Hauteur : h= 0.8 [m]*	*Poids propre : PP= 2024 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : Pg*
Effort normal : N= 4292.59 [kN]	*Effort normal total : N= 6316.59 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= -1073.3 [kNm]	*Moment : Mb= -8.97 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.17 [m]	*Excentricité : eb= 0 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 161.94 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 158.25 [kN/m²]*
Contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.81 ; 0.79)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : Pg*
Effort normal : N= 5873.94 [kN]	*Effort normal total : N= 7897.94 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= -1475.34 [kNm]	*Moment : Mb= -12.28 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.19 [m]	*Excentricité : eb= 0 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 202.98 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 197.91 [kN/m²]*
Contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.68 ; 0.66)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ex Max	*Nœud : Pd*
Effort normal : N= 8897.61 [kN]	*Effort normal total : N= 10921.61 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= 6807.61 [kNm]	*Moment : Mb= -357.5 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.62 [m]	*Excentricité : eb= 0.03 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 298.57 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 286.45 [kN/m²]*
Contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 1 ; 0.95)*

Commentaire :

Par cette solution, on a noté que les semelles filantes présentent toujours les deux mêmes problèmes cités pour plus hauts (chevauchement des semelles et problème économique) surtout celles sous voiles de contreventement.

Un autre problème apparu c'est le soulèvement des semelles sous l'influence du moment important et/ou l'effort normal total qui est de traction ; c'est le cas, généralement, des semelles sous voiles de contreventement.

b. essais suivant le sens longitudinal du bloc :

i. On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes 1+9 :

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section de la semelle filante :***
Ancrage D = 2.5 [m]	*Largeur a = 0.45 [m]*
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	*Longueur b = 6.85 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 0 %*

Caractéristiques de la semelle : :	
Largeur : A= 2.7 [m] *Longeur : B= 7.5 [m]* *Hauteur : h= 0.45 [m]*	*Poids propre : PP= 975.04 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : P01g*
Effort normal : N= 2436.74 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= -14.64 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 169.29 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 3411.78 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -86.06 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.03 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 170.18 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.85 ; 0.85)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : P01g*
Effort normal: N= 3314.57 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= -20.13 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 212.94 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 4289.6 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -119.72 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.03 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 214.2 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.71 ; 0.71)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ey Max	*Nœud : P01g*
Effort normal: N= 3370.15 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= 154.65 [kNm]* *Excentricité : ea= 0.04 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 223.06 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 4345.19 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -3628.68 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.84 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 286.25 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.74 ; 0.95)*

ii. On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes 3+7 :

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section de la semelle filante :***
Ancrage D = 2.5 [m] *Poids volumique γ = 18 [km/m3]*	*Largeur a = 0.45 [m]* *Longueur b = 29 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 0 %*

Caractéristiques de la semelle : :	
Largeur : A= 1.8 [m] *Longeur : B= 30 [m]* *Hauteur : h= 0.4 [m]*	*Poids propre : PP= 2581.2 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : P07*
Effort normal: N= 6869.12 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= 7.61 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 175.24 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 9450.32 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -1120.73 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.12 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 177.08 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.88 ; 0.89)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : P07*
Effort normal: N= 9418.06 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= 10.5 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 222.53 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 11999.26 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -1542.24 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.13 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 225.06 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.74 ; 0.75)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ey Max	*Nœud : P07*
Effort normal: N= 11913.06 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= 449.74 [kNm]* *Excentricité : ea= 0.03 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 282.29 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 14494.26 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -12560.45 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.87 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 291.67 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.94 ; 0.97)*

Commentaire :

Par cette solution, on a noté ce qui suit :

- Quelques semelles filantes vérifient les contraintes admissibles ;
- Quelques semelles filantes présentent toujours les deux mêmes problèmes cités pour plus hauts (chevauchement des semelles et problème économique) surtout celles sous voiles.
- Le soulèvement des semelles sous l'influence du moment important et/ou l'effort normal de traction c'est le cas généralement des semelles sous voiles de contreventement

6.1.4 Semelles filantes croisées :

Afin de réduire les dimensions obtenues en haut on profite par cette solution l'intersection de plusieurs semelles filante afin de partager entre-elles les efforts descendant de la structure.

a. Suivant le sens transversal du bloc :

On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes A+J :

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section de la semelle filante :***
Ancrage D = 2.5 [m]	*Largeur a = 0.45 [m]*
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	*Longueur b = 9.05 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 50 %*

Caractéristiques de la semelle : :	
Largeur : A= 1.5 [m] *Longeur : B= 10 [m]* *Hauteur : h= 0.35 [m]*	*Poids propre : PP= 711.75 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : Pj*
Effort normal: N= 3248.9 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= -5.7 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 156.51 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 2336.2 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -62.38 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.03 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 156.99 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.78 ; 0.78)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : Pj*
Effort normal: N= 4433.27 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= -7.85 [kNm]* *Excentricité : ea= 0 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 196.27 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 2928.39 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -86.22 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.03 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 196.95 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.65 ; 0.66)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ey Max	*Nœud : Pa*
Effort normal: N= 3278.43 [kN] ***Suivant X-X :*** *Moment : Ma= 12.99 [kNm]* *Excentricité : ea= 0.01 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 158.46 [kN/m²]*	*Effort normal total: N= 2350.97 [kN]* ***Suivant Y-Y :*** *Moment : Mb= -63386.82 [kNm]* *Excentricité : eb= 26.96 [m]* *Type de réaction : -Triangulaire* *Contrainte de référence : σm b = -47.58 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions non vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.53 ; -0.16)*

b. Suivant le sens longitudinal du bloc :

On présente les résultats obtenus par exemple les semelles filantes des axes 1+9 :

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section de la semelle filante :***
Ancrage D = 2.5 [m]	*Largeur a = 0.45 [m]*
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	*Longueur b = 6.85 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 50 %*

Caractéristiques de la semelle : :	
Largeur : A= 2 [m] *Longeur : B= 7.5 [m]* *Hauteur : h= 0.45 [m]*	*Poids propre : PP= 722.25 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : P01g*
Effort normal: N= 2436.74 [kN]	*Effort normal total: N= 1940.62 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= -14.64 [kNm]	*Moment : Mb= -86.06 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.01 [m]	*Excentricité : eb= 0.04 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 130.84 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 131.67 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.65 ; 0.66)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : P01g*
Effort normal: N= 3314.57 [kN]	*Effort normal total: N= 2379.53 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= -20.13 [kNm]	*Moment : Mb= -119.72 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.01 [m]	*Excentricité : eb= 0.05 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 160.65 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 161.83 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.54 ; 0.54)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ex Max	*Nœud : P01d*
Effort normal: N= 3138.24 [kN]	*Effort normal total: N= 2291.37 [kN]*
Suivant X-X :	***Suivant Y-Y :***
Moment : Ma= -3.68 [kNm]	*Moment : Mb= -28405.17 [kNm]*
Excentricité : ea= 0 [m]	*Excentricité : eb= 12.4 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Triangulaire*
Contrainte de référence : σm a = 153.13 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = -88.33 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions non vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.51 ; -0.29)*

Commentaire :

Par cette solution, on a noté ce qui suit :

- Quelques semelles filantes vérifient les contraintes admissibles ;
- Quelques semelles filantes présentent toujours les deux mêmes problèmes cités pour plus hauts (chevauchement des semelles et problème économique) surtout celles sous voiles.
- Le soulèvement des semelles sous l'influence du moment important et/ou l'effort normal de traction c'est le cas généralement des semelles sous voiles de contreventement

6.1.5 Conception finale :

Après plusieurs tentatives de vérifications et essais, on est passé par toutes ces étapes et vu l'importance des charges revenantes au sol (un bloc de R+7) ; on opte :

- Un radier général sans débord sous toute l'emprise du bloc.
- Un voile périphérique entourant le bloc

6.2 Calcul du radier.

Le calcul se fait en deux étapes de vérification des contraintes sous radier et du ferraillage

6.2.1 Ferraillage des nervures

a. Pré-dimensionnements des nervures :

On admit pour les nervures du radier ce qui suit :

Sens	l [m]	$h_{adaptée}$ [m]	$b_{adaptée}$ [m]
Longitudinale	3.35	0.45	0.45
Transversal	4.30	0.65	0.45

Tableau 6. 1 Pré-dimensionnements des nervures

b. Vérification du Poinçonnement

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leqslant 0.045 u_c h f_{cj} / \gamma_b$$

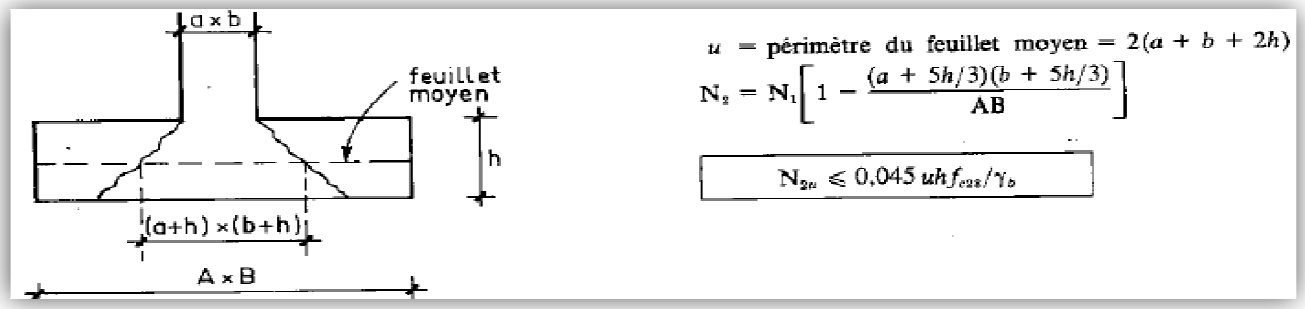


Figure 6. 2 Vérification du Poinçonnement

données :

	fc28	=	*25*	*[MPa]*	
Effort :					
	N	=	*1618.7*	*[kN]*	*: situation durable*
			1276.4	*[kN]*	*: situation accidentelle*
amorce poteau	*a*	=	*0.45*	*[m]*	
	b	=	*0.45*	*[m]*	
Nervure	*h*	=	*0.60*	*[m]*	
	b	=	*0.45*	*[m]*	
vérification :					
	μ	=	*4.20*	*[m]*	
ELU					
	[N]	=	*1890.00*	*[kN]*	
1618.66		<	*1890.00*		
ELA					
	[N]	=	*2465.22*	*[kN]*	
1276.39		<	*2465.22*		

a. Repérage des nervures :

i. Nervures de 45x60 :

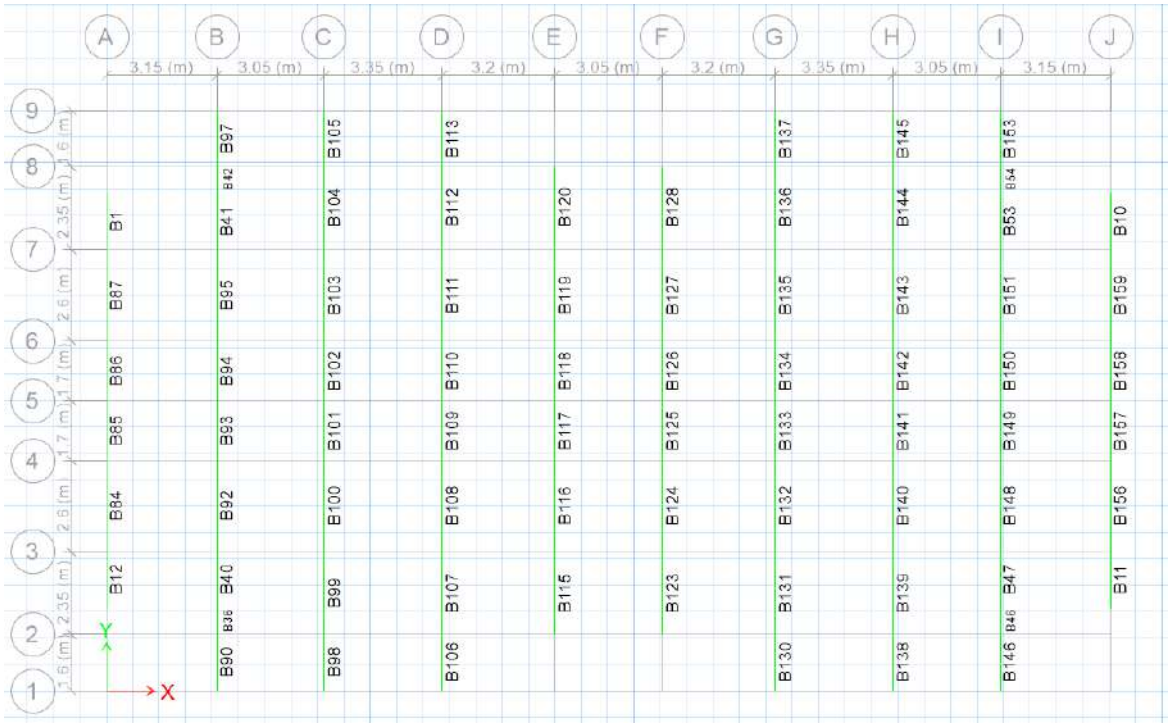


Figure 6. 3 Repérage des nervures 45x60

ii. Nervures de 45x45 :

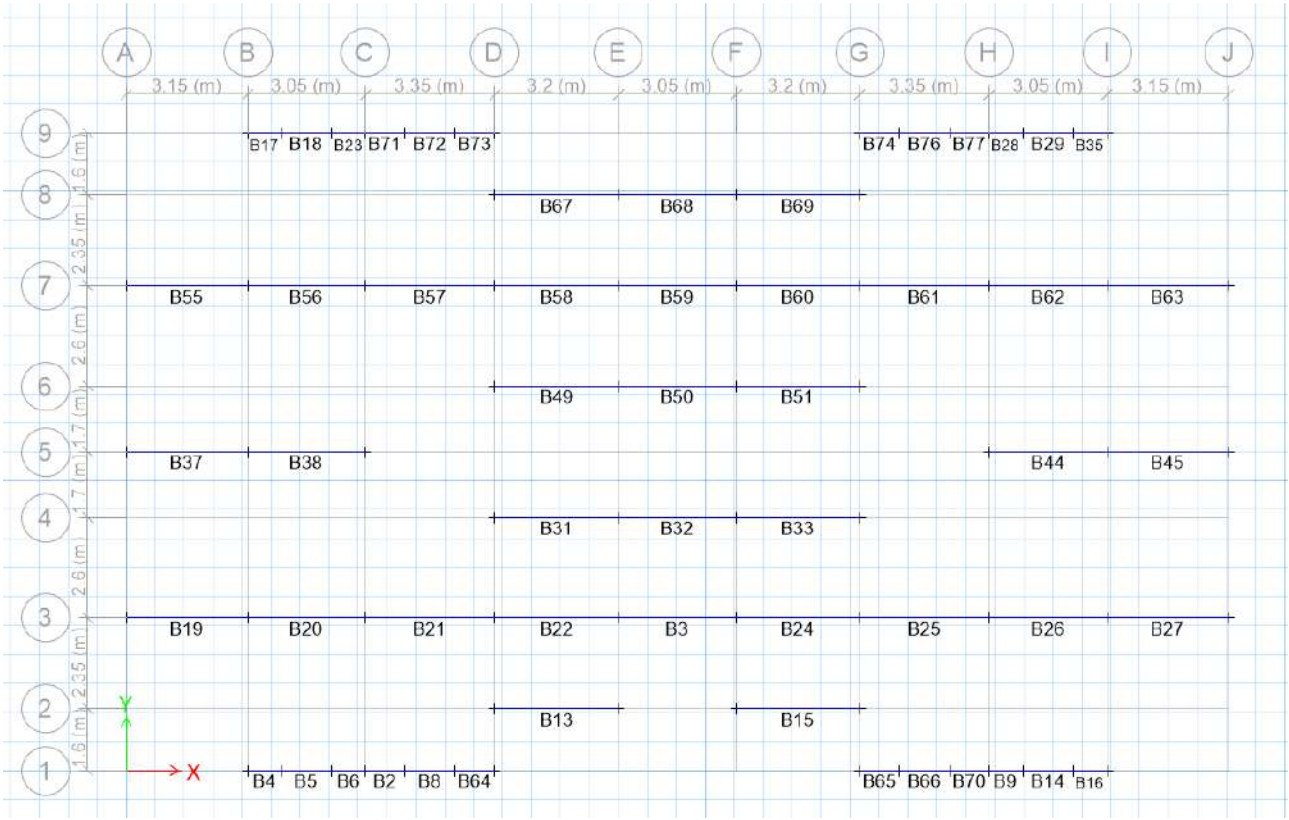


Figure 6. 4 Repérage des nervures 45x45

b. Calcul du ferraillage longitudinal :

i. Nervure 45x45 :

➢ En appui :

État limite	M_{appui} [kN.m]	$A_{théorique}$		$A_{adopté}$	
		A_1 [cm²]	A_2 [cm²]	A_1	A_2
ELU	-164.08	17.00	0.00	20.61cm² (4T20+4T16)	12.57cm² (4T20)
ELS	-119.87				

Tableau 6. 2 ferraillage longitudinal des nervures 45x45 en appui

➢ En travée :

État limite	$M_{travée}$ [kN.m]	$A_{théorique}$		$A_{adopté}$	
		A_1 [cm²]	A_2 [cm²]	A_1	A_2
ELU	133.04	13.6	0	16.59cm² (4T20+2T16)	12.57cm² (4T20)
ELS	97.20				

Tableau 6. 3 ferraillage longitudinal des nervures 45x45 en traveé

ii. Nervure 45x60 :

➢ En appui :

État limite	M_{appui} [kN.m]	$A_{théorique}$		$A_{adopté}$	
		A_1 [cm²]	A_2 [cm²]	A_1	A_2
ELU	-402.15	31.90	0.00	33.18cm² (8T20+4T16)	12.57cm² (4T20)
ELS	-293.81				

Tableau 6. 4 ferraillage longitudinal des nervures 45x60 en appui

➢ En travée :

État limite	$M_{travée}$ [kN.m]	$A_{théorique}$		$A_{adopté}$	
		A_1 [cm²]	A_2 [cm²]	A_1	A_2
ELU	388.76	30.70	0.00	33.18cm² (8T20+4T16)	12.57cm² (4T20)
ELS	284.02				

Tableau 6. 5 ferraillage longitudinal des nervure 45x60 en travée

c. Vérification des contraintes :

i. Nervure 45x45

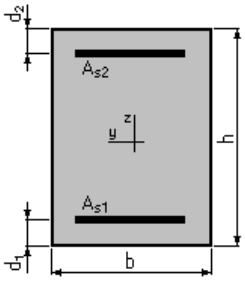
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 45.0 (cm)
h = 45.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Armatures :

Section théorique A_{s1} = 20.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 2.2 (cm2)
Théorique r = 1.84 (%)
Minimum r_{min} = 0.12 (%)

4. Moments appliqués :

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	120.00	0.00

5. Résultats:

Cas ELS **M_{max} = 120.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.21	
Position de l'axe neutre :	y = 15.7	(cm)
Contrainte maxi du béton :		s_b = 7.2 (MPa)
Contrainte limite :	0,6 fcj = 15.0	(MPa)
Contrainte de l'acier :		
tendue :	s_s = 167.1	(MPa)
Comprimée :	s_s' = 73.2	(MPa)
Contrainte limite de l'acier :		$s_{s\,lim}$ = 201.6 (MPa)

ii. Nervure 45x60 :

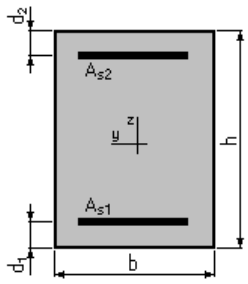
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 25.0 (MPa) **Acier : fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 45.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 8.0 (cm)
d_2 = 8.0 (cm)

3. Armatures :

Section théorique A_{s1} = 33.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.6 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 3.0 (cm2)
Théorique r = 1.96 (%)
Minimum r_{min} = 0.13 (%)

4. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	294.00	0.00

5. Résultats :

Cas ELS **M_{max} = 294.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.01
Position de l'axe neutre: y = 22.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.4 (MPa)< 15.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 199.8 (MPa)< 201.6 (MPa)
comprimée: σ_S' = 101.6 (MPa)< 201.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 201.6 (MPa)

d. Calcul des armatures transversales :

En optant pour une inclinaison de 90º, en prenant f_{et}=215MPa et en prenant une fissuration préjudiciable, les armatures transversales et leurs espacements sont :

i. Selon le CBA93 :

➢ *La contrainte*

	Poutre	b [m]	h [m]	poutre (ELU)	V_u [kN]	τ_u [MPa]	[τ] [MPa]	Vérification
ELU	45x45	0.45	0.45	B25	324	1.78	2.5	ok
	45x60	0.45	0.6	B109	598.71	2.46	2.5	ok

Tableau 6. 6 vérification des contraintes tangentielles des nervures

➢ *Le diamètre maximal*

poutre	b [cm]	h [cm]	$Ø_l$ [cm]	$(Ø_t)$ =min [h/35, b_0/10, $Ø_l$]
45x45	0.45	0.45	2	0.01
45x60	0.45	0.6	2	0.02

Tableau 6. 7 vérification des diamètres maximales nervures

➢ *L'espacement*

			Zone courante	
poutre	**h[cm]**	**Øl [cm]**	**(0.9d, 40cm) $_{min}$**	**St ≤ (0.9d, 40cm)$_{min}$**
45x45	0.45	2	0.365	St ≤36.5
45x60	0.6	2	0.486	St ≤48.6

Tableau 6. 8 vérification dés L'espacements en zone courante des nervures

			Zone nodale	
poutre	**h[cm]**	**Øl [cm]**	**(h/4,12Øl,30cm) $_{min}$**	**St ≤ (h/4,12Øl,30cm) $_{min}$**
45x45	0.45	2	0.113	St≤11.25
45x60	0.6	2	0.150	St≤15

Tableau 6. 9 vérification dès L'espacements en zone nodale des nervures

➢ *La quantité d'armature*

✓ *ELU*

Poutre	**b [m]**	**h [m]**	**f_{et} [MPa]**	**Υ_s**	**f_{t28} [MPa]**	**A_t [m²]**	**S_t [m]**
45x45	0.45	0.45	400	1.15	2.1	0.000314	0.1
45x60	0.45	0.6	400	1.15	2.1	0.000314	0.1

Tableau 6. 10 Vérification des armatures transversale des nervures (1/2)

Poutre	**τ_u [MPa]**	**$A_t/(b_0*S_t)$**	**$(\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$**	**$A_t/(b_0*S_t) \geq (\tau_u-0.3f_{t28})/(0.9\ f_{et}/\gamma_s)$**
45x45	1.78	0.00697778	3.667E-03	Ok
45x60	2.46	0.00697778	5.858E-03	Ok

Tableau 6. 11 Vérification des armatures transversale des nervures (2/2)

➢ *Les armatures longitudinales*

	poutre	**A_l [m]**	**Υ_s**	**V_u [kN]**	**f_{el} [MPa]**	**$(\gamma_s*V_u)/f_{el}$**	**$A_l \geq (\gamma_s*V_u)/f_{el}$**
ELU	45x45	0.003318	1.15	324	400	0.0009315	ok
	45x60	0.004574	1.15	598.71	400	0.00172129	ok

Tableau 6. 12 Vérification des armatures longitudinale des nervures

ii. Selon le RPA 99 version 2003 :

zone	**S_t [m]**	**b [m]**	**A_t =0 ,003. S_t .b**	**A_t [cm²]**
courante	0.15	0.45	0.0002025	2.025
nodale	0.1	0.45	0.000135	1.35

Tableau 6. 13 Vérification des armatures transversale des nervures selon RPA (1/2)

Section de poutre			Zone courante			Zone nodale	
poutre	h[m]	Φ [cm]	h/2	$S_t \leq h/2$	S_t[cm]	Min (h/4 ; 12Φ)	$S_t \geq$ Min (h/4 ; 12Φ)
45x45	0.45	2	0.225	ok	10	0.1125	ok
45x60	0.6	2	0.3	ok	10	0.15	ok

Tableau 6. 14 Vérification des armatures transversale des nervures selon RPA (2/2)

e. *Vérifications de la flèche des nervures 45x60 :*

i. *Vérifications préliminaires :*

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

1ere condition				
h	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
0.60	4.0	0.15	0.0625	☑

Tableau 6. 15 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (1/3)

2eme condition							
h	L	Mt	p = G+Q	M_0 =pL²/8	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
0.60	4.0	206	196+26.5 =222.5	445	0.15	0.046	☑

Tableau 6. 16 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (2/3)

3eme condition					
A	b	d	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
33.18	45	54	0.0136	0.0105	non

Tableau 6. 17 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x60 (3/3)

ii. Vérification rigoureuse :

On doit passer à la vérification de la flèche par l'utilisation de logiciel **"EXPERT"**

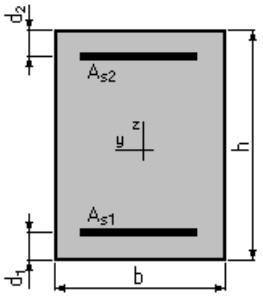
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hhypothèse :

- **Béton : fc28 = 25.0 (MPa)**
- **Acier : fe = 400.0 (MPa)**
- Calculs suivant BAEL 91

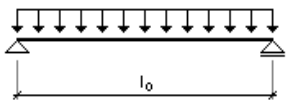
2. Géométrie :

Section



b = 45.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 6.0 (cm)
d_2 = 6.0 (cm)

Schéma statique



l_O = 4.0 (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : a_k = 1.00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : M_g = 180.00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale : M_p = 206.00 (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : M_j = 0.00 (kN*m)

Section des armatures : A_{s1} = 33.2 (cm2)

A_{s2} = 12.6 (cm2)

Densité du ferraillage : r = 1.88 (%)

Densité du ferraillage minimale : r_{min} = 0.10 (%)

4. <u>Résultats :</u>

Flèche totale : **Dft = 3.1 (mm) < f_{adm} = l_o / 500.00 = 8.0 (mm)**

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	**s** (MPa)
fgv = 2.9	0.57	116.3
fgi = 1.3	0.57	116.3
fpi = 1.6	0.61	133.1
fji = 0.0	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 1189022.9 (cm4)

li = 1.54

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Df_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

f. Vérifications de la flèche des nervures 45x45 :

i. Vérifications préliminaires :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition				
h	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
0.45	3.05	0.147	0.0625	☑

Tableau 6. 18 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (1/3)

2eme condition							
h	L	Mt	p = G+Q	M_0 =pL²/8	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$
0.45	3.05	111	129+18.5 =147.5	171.51	0.147	0.065	☑

Tableau 6. 19 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (2/3)

3eme condition					
A	b	d	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
16.59	45	40.5	0.0091	0.0105	☑

Tableau 6. 20 Vérifications préliminaires de la flèche des nervures 45x45 (3/3)

6.2.2 Pré-dimensionnements du radier :

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

Avec L=4.30m on trouve

$$\frac{430}{10} = 43\text{cm} \leq h \leq \frac{430}{15} = 28.66\text{cm}$$

On adopte h=30cm

6.2.3 Vérification des contraintes sous radier :

Caractéristiques du sol d'assise :	***Section du radier :***
Ancrage D = 2.5 [m]	*Largeur a = 16.95 [m]*
Poids volumique γ = 18 [km/m3]	*Longueur b = 29 [m]*
Contrainte de sol σ = 2 [bar]	*Avec une réduction des efforts à : 0 %*

Caractéristiques du radier :	
Largeur : A= 18 [m] *Longueur : B= 30 [m]* *Hauteur : h= 0.3 [m]*	*Poids propre : PP= 25434 [kN]*

État limite de service ELS : G + Q	*Nœud : P1*
Effort normal : N= 46001.41 [kN]	*Effort normal total : N= 71435.41 [kN]*
Suivant YY :	***Suivant XX :***
Moment : Ma= 3836.12 [kNm]	*Moment : Mb= 0 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.05 [m]	*Excentricité : eb= 0 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 133.47 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 132.29 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 200 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.67 ; 0.66)*

État limite ultime fondamental ELU : 1.35 G + 1.50 Q	*Nœud : P1*
Effort normal : N= 62902.26 [kN]	*Effort normal total : N= 88336.26 [kN]*
Suivant YY :	***Suivant XX :***
Moment : Ma= 5350.11 [kNm]	*Moment : Mb= 0 [kNm]*
Excentricité : ea= 0.06 [m]	*Excentricité : eb= 0 [m]*
Type de réaction : -Trapézoïdale	*Type de réaction : -Trapézoïdale*
Contrainte de référence : σm a = 165.24 [kN/m²]	*Contrainte de référence : σm b = 163.59 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.55 ; 0.55)*

État limite ultime accidentel ELA : G+Q+Ey	*Nœud : P1*
Effort normal : N= 46001.41 [kN]	*Effort normal total : N= 71435.41 [kN]*

Suivant YY :	***Suivant XX :***
Moment : Ma= 168600.67 [kNm] *Excentricité : ea= 2.36 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm a = 184.33 [kN/m²]*	*Moment : Mb= -8996.29 [kNm]* *Excentricité : eb= 0.13 [m]* *Type de réaction : -Trapézoïdale* *Contrainte de référence : σm b = 133.95 [kN/m²]*
contrainte limite : σ = 300 [kN/m²]	*Conditions vérifiées* *(Ratios suivant A et B respectivement : 0.61 ; 0.45)*

6.2.4 Chargements statiques du radier :

Les charges revenantes au radier sont celles les contraintes de référence calculées par la descente des charges statiques (permanentes et d'exploitation) résumé par la suite :

cas	N [KN]	M_x [KN.m]	M_y [kN.m]	N_{total} [kN]	e_a [m]	e_b [m]	Réaction	$\sigma_{m\,max}$ [kN/m²]	Chargement adopté [kN/m²]
Q	5335.69	1142.30	0.00	5335.69	0.21	0.00	Trapézoïdale	10.23	11.0
G	40665.72	2693.82	0	40665.72	0.07	0.00	Trapézoïdale	76.14	77.0

Tableau 6. 21 Chargement statiques du radier

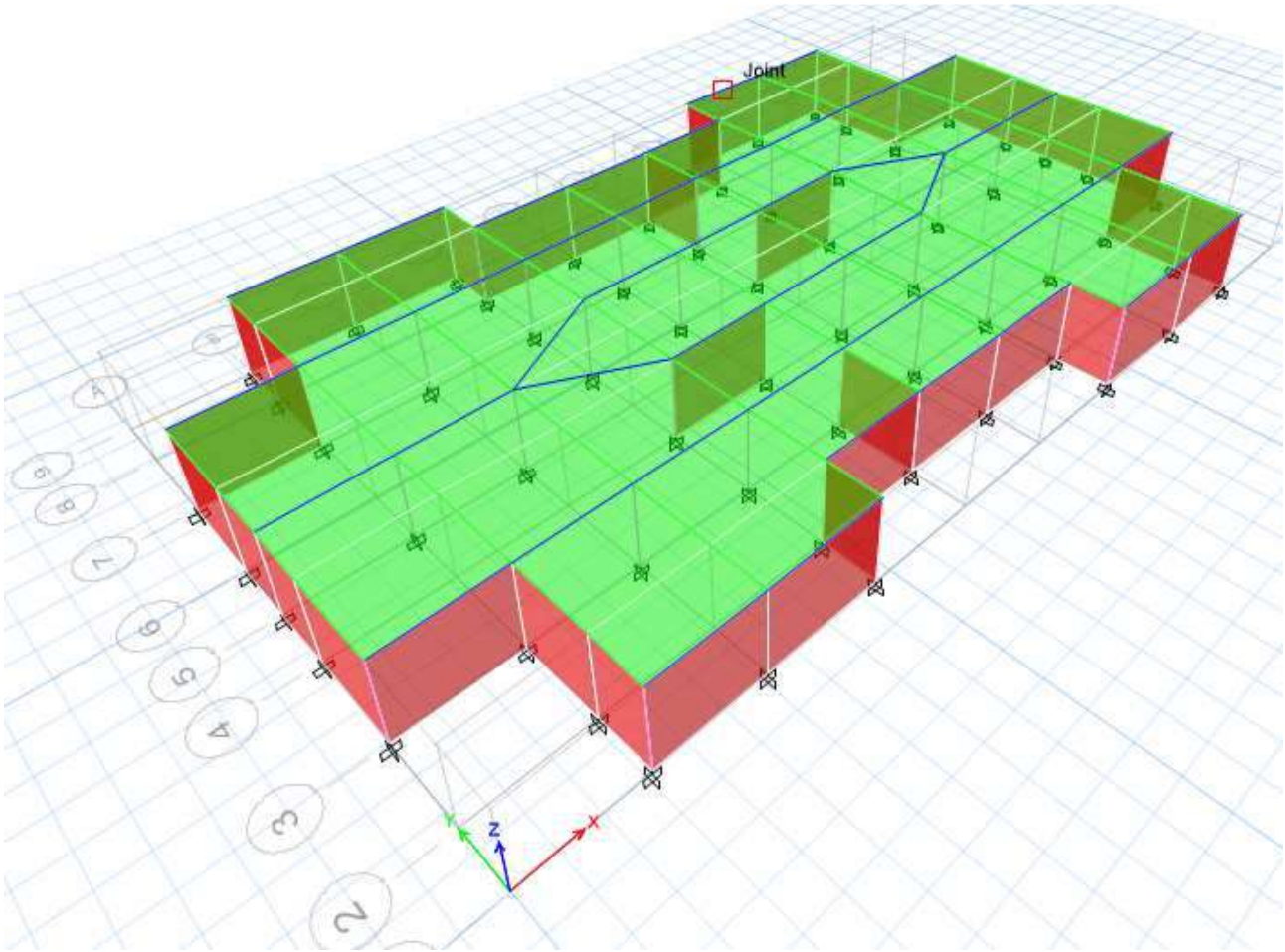


Figure 6. 5 Modèle utilisé pour le calcul du ferraillage des nervures et radier

6.2.5 Ferraillage du radier :

Le radier est une dalle pleine travaille en flexion simple sous les contraintes déjà calculées

g. Principe :

On prend des bondes de largeur 1.0m dans le radier suivant les axes X-X et Y-Y au niveau des milieux des panneaux (en travées) et en appui des panneaux (en appui) et on les étudie, par la suite, comme des poutres de section b*h = 100*30 cm travaillent en flexion simple

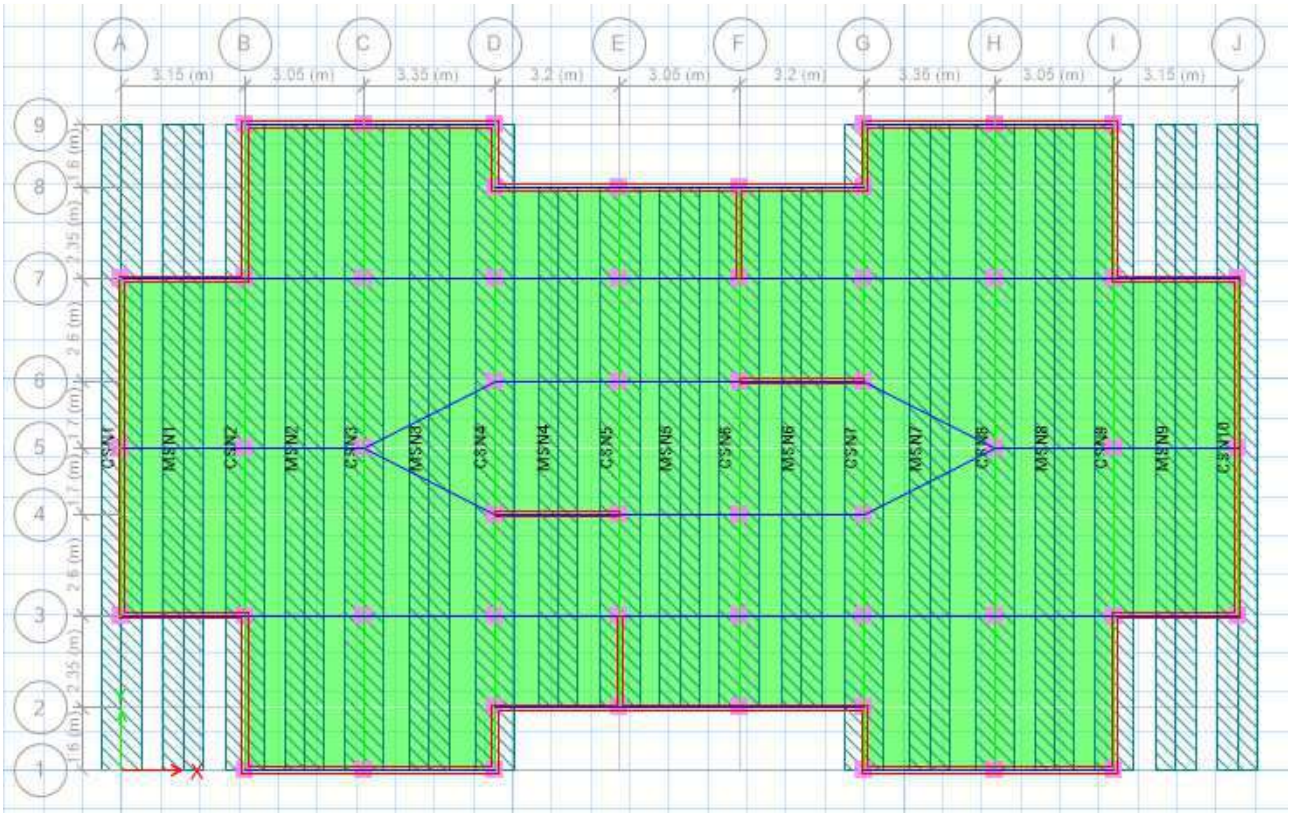


Figure 6. 6 Vue des bondes utilisées pour le calcul suivant YY

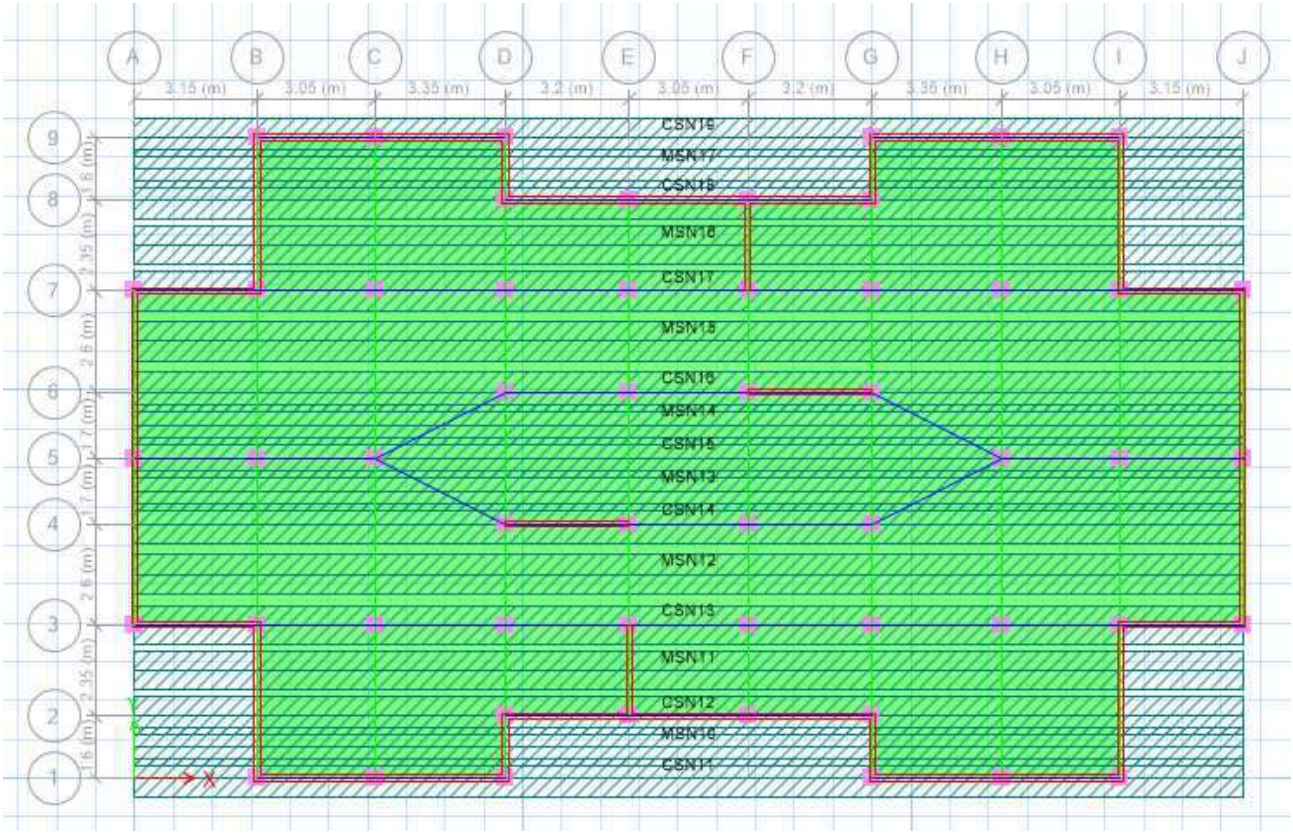


Figure 6. 7 Vue des bondes utilisées pour le calcul suivant XX

h. Diagramme des moments :

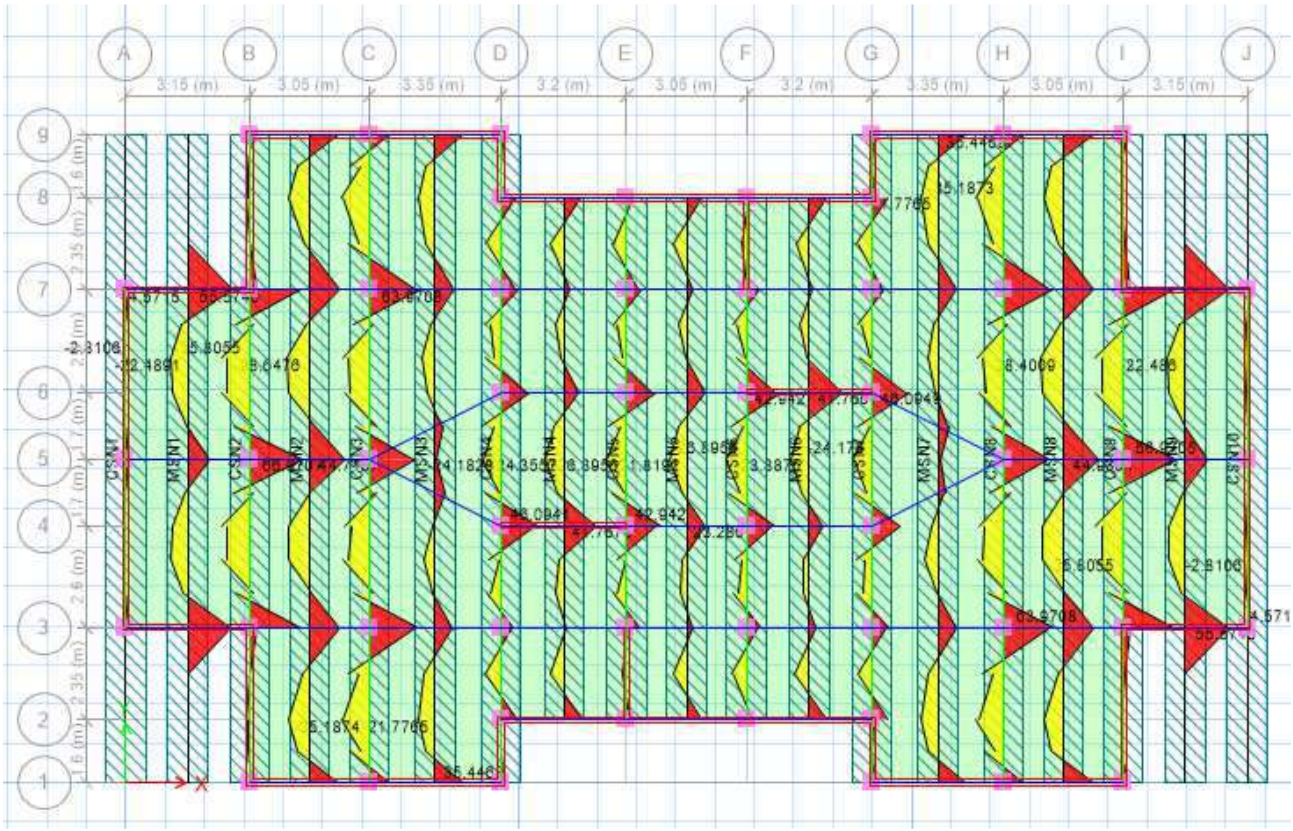


Figure 6. 8 Diagramme des moments Suivant YY sous G

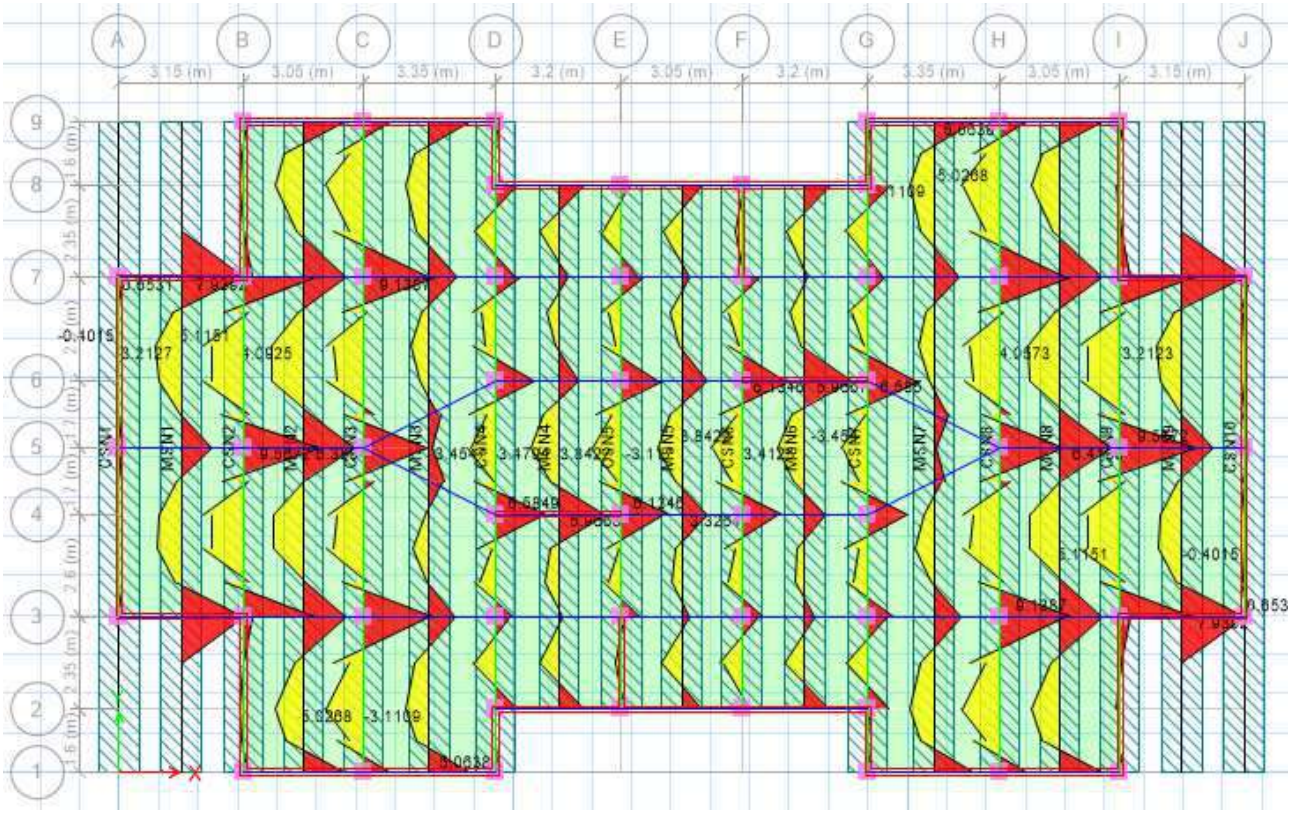


Figure 6. 9 Diagramme des moments Suivant YY sous Q

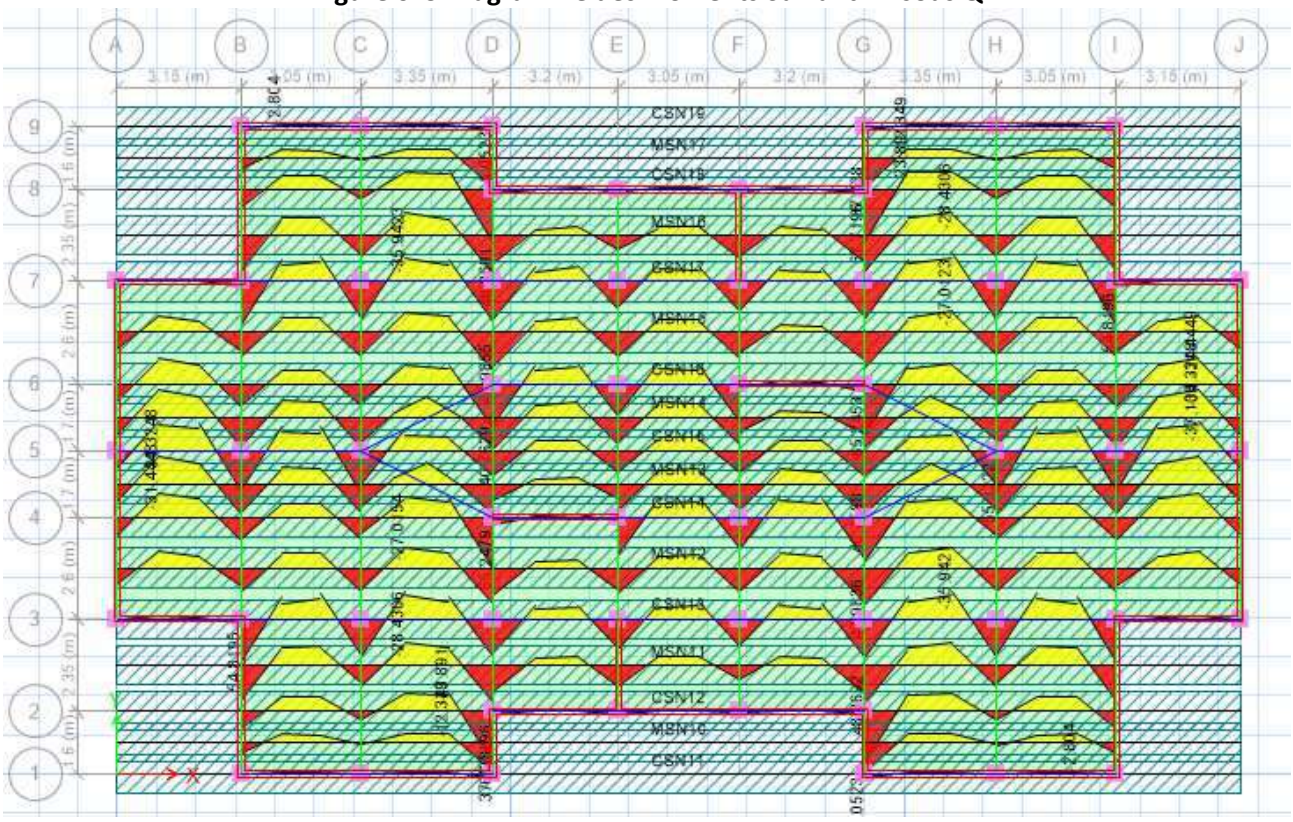


Figure 6. 10 Diagramme des moments Suivant XX sous G

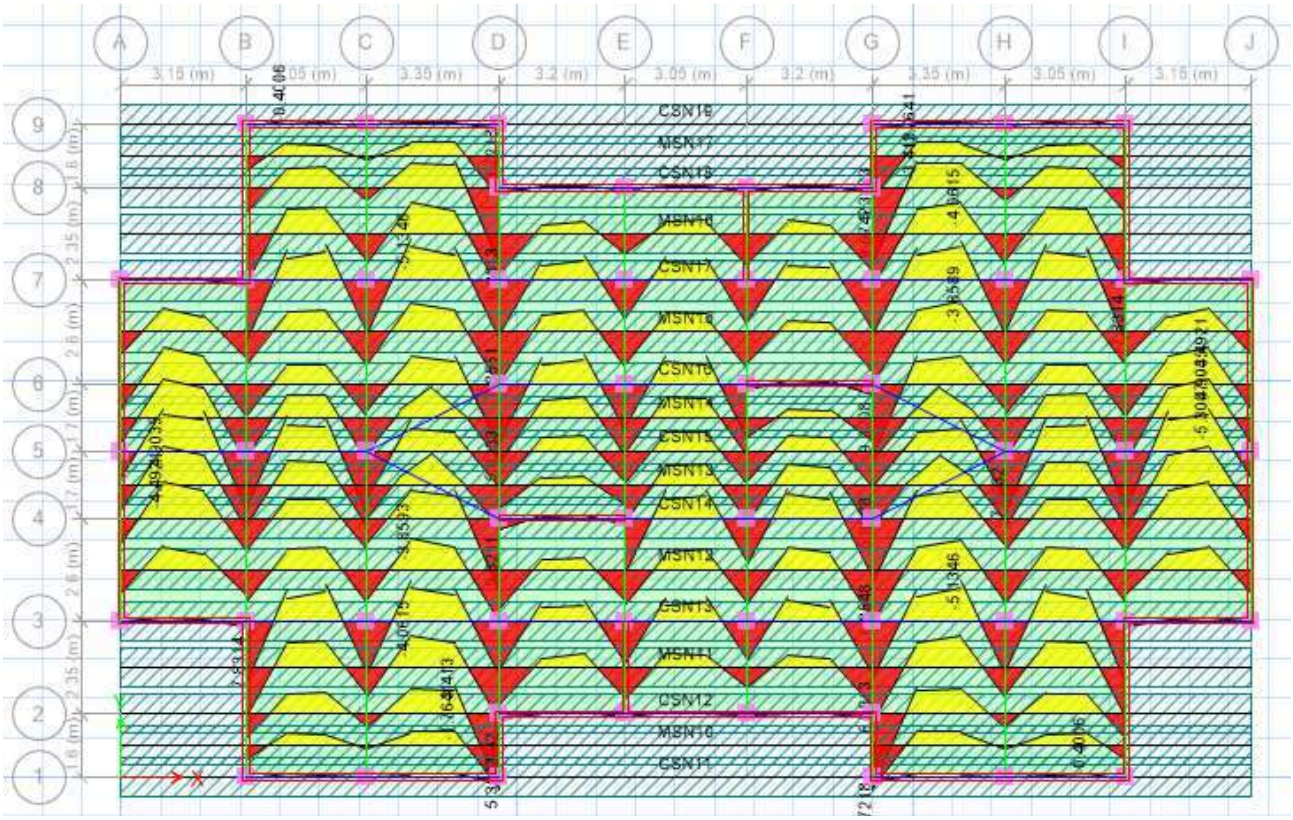


Figure 6. 11 Diagramme des moments suivant XX sous Q

i. Ferraillage du radier :

	M [KN]		A théorique [cm²] / ml		A adoptée / ml	
	En travée	**En appui**	**En travée**	**En appui**	**En travée**	**En appui**
Suivant Y-**Y**						
ELS	42.41	-77.39	9.4	17.6	7T14 = T14 esp 15 (filante) 10.78 cm²	12T14 = T14 esp 15 (filante) +T14 esp 15 (chapeaux) = 21.55 cm²
ELU	58.04	-105.93				
G	37.11	-67.72				
Suivant X-**X**						
ELS	39.23	-63.51	8.7	14.3	6T14 = T14 esp 15cm = 10.78 cm²	12T14 = T14 esp 15 (filante) +T14 esp 15 (chapeaux) = 21.55 cm²
ELU	53.69	-86.93				
G	34.32	-55.57				

Tableau 6. 22 Ferraillage du radier

j. Vérification des contraintes :

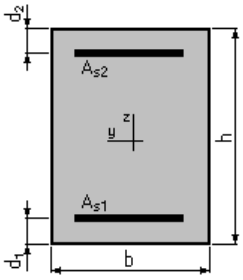
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 25.0 (MPa) **Acier : fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Armatures :

Section théorique A_{s1} = 21.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)
Théorique ρ = 1.29 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

4. Moments appliqués :

	M_{max}(kN*m)	**M_{min}**(kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	106.00	0.00

5. Résultats :

Cas ELS **M_{max} = 106.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :	y = 9.3	(cm)
Contrainte maxi du béton :		σ_b = 9.0 (MPa)
Contrainte limite :	0,6 fcj = 15.0	(MPa)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_S = 201.6	(MPa)
Comprimée :	σ_S'= 63.0	(MPa)
Contrainte limite de l'acier :		$\sigma_{S\ lim}$ = 201.6 (MPa)

k. Vérification de la flèche :

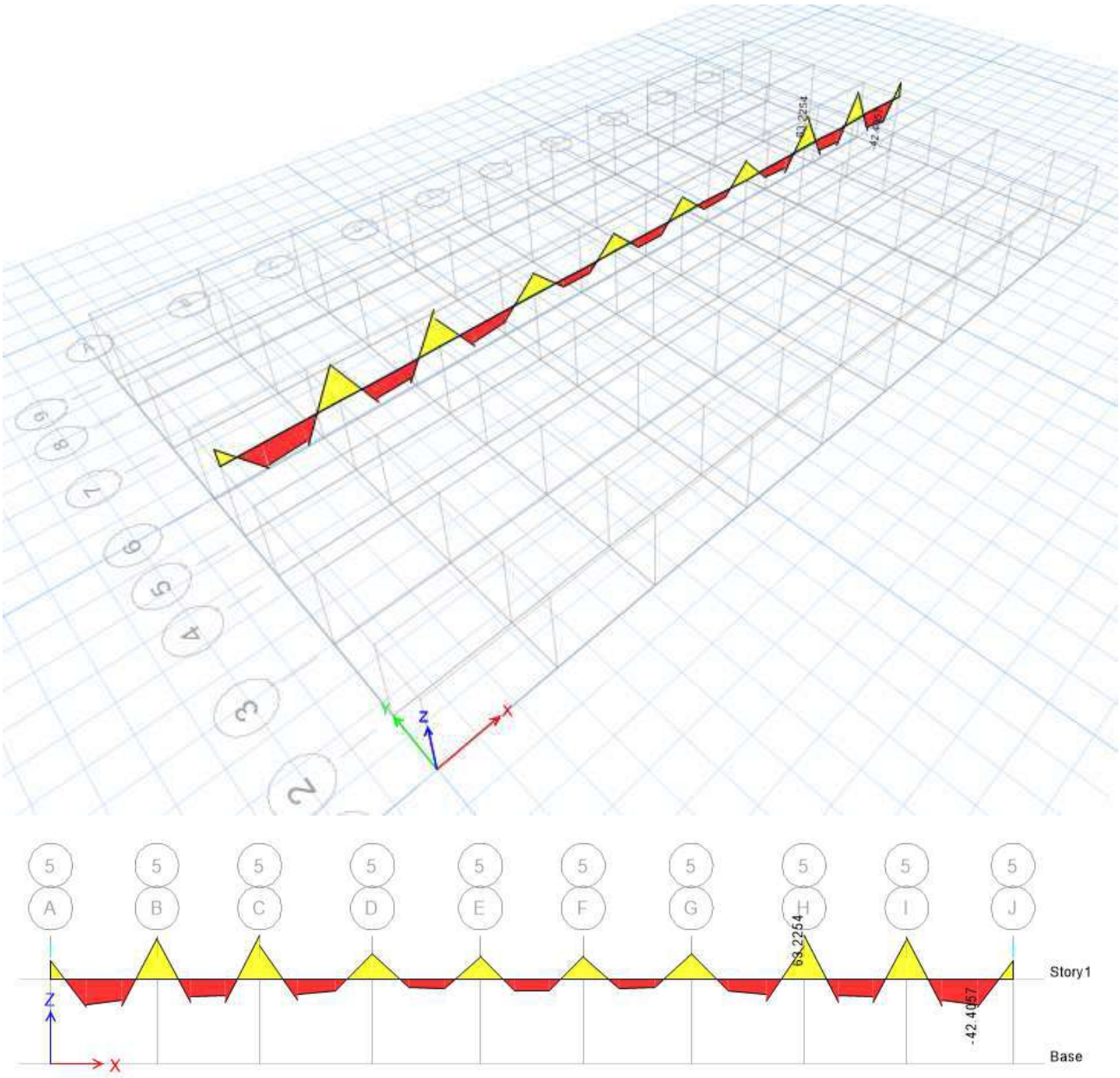


Figure 6. 12 Distribution des moments bonde qui a donné le moment max en travée à l'ELS

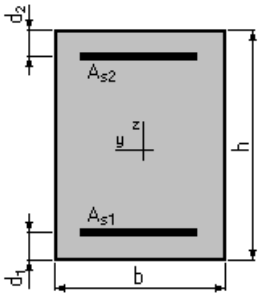
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. <u>Hypothèse :</u>

- **Béton : fc28 = 25.0 (MPa)**
- **Acier : fe = 400.0 (MPa)**
- Calculs suivant BAEL 91

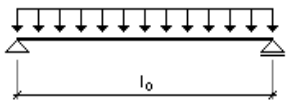
2. <u>Géométrie :</u>

Section



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

Schéma statique



l_O = 3.1 (m)

3. <u>Hypothèses de calcul :</u>

Facteur de flèche : λ_k = 1.00

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :		M_g = 38.00 (kN*m)
Moment dû à la charge totale :	M_p = 43.00	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	M_j = 0.00	(kN*m)

Section des armatures : A_{s1} = 10.8 (cm2)
A_{s2} = 10.8 (cm2)

Densité du ferraillage : □ = 0.86 (%)
Densité du ferraillage minimale : □ min = 0.10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : **Δft = 2.1 (mm) < f_{adm} = l_o / 500.00 = 6.3 (mm)**

Composantes de la flèche (mm)	**μ**	**σ** (MPa)
fgv = 1.9	0.24	157.7
fgi = 0.9	0.24	157.7
fpi = 1.2	0.29	178.5
fji = 0.0	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : I0 = 257400.0 (cm4)
λi = 4.86

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t - flèche nuisible
f_{adm} - flèche admissible

I. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V_u}{b * 0.9 * h} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Cas	b [cm]	h [cm]	Vu [kN]	τ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]	vérification
ELU	100	30	172	0.63	1.16	ok

Tableau 6. 23 vérification du cisaillement

6.3 Étude du voile périphérique-:

Notre voile périphérique joue double rôle :

- ❖ Encastrement de la base de la structure.
- ❖ Rigidifier le bloc à sa base en établissement d'une boite rigide.

D'aprèsRPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ➢ Épaisseur ≥ 15 cm ;
- ➢ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ➢ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens-horizontal et vertical- ;
- ➢ Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm avec un ferraillage de 2xT12 esp 15cm (= 7.92 cm²)

Armature $_{\text{voile périphérique}}$ = 7.92 cm²

Surface $_{\text{voile périphérique}}$ = 20x100 = 2 000 cm²

Donc : 7.92 / 2 000 = 0.39% > 0.10% ok.

Conclusion

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d’ingénieur, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- BAEL

Manuels techniques :

- cours de formation et Béton Armé de monsieur « BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- ETABS v13
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- Microsoft Excel