REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université .YAHIA FARES de MEDEA

Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civile

Mémoire de Projet de fin d'étude (PFE)

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : structure

THEME

Etude d'un batiment (R+7) a usage d'habitation et commercial

Proposé par:

B.E.T –EL AHRAM

Réalisé par :

METIDJA Hakim

BOUMAZA Hamza

GASMI Houcine

Diriger par:

M^{me} : HARNOUNE.H

Promotion: Juin 2015 / 2016

REMARCIEMENT

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice

Mme .HARNOUNE.H pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos s'incères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet

- On leurs dit merci de tous notre cœur

الإهداء

*** و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب ***

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك والصلاة و السلام عليك يا سيدي رسول الله:

أهدي هذا العمل الذي هو نتاج لثمرة ضلت تينع طيلة خمس سنوات من الجهد إلى:

اللذان كان لهما الفضل الكبير بعد الله عز وجل في انجازه .

إلى التي أوصاني عليها رسول الله صلى الله عليه و سلم فقال: أمك ثم أمك ثم أمك ثم أبوك . . .

إليك أمي الحنون:فطيمة' التي لا تكفيني و لا تسعني أي عبارات لكي أعرب لها عن مدى حبي وامتناني لها .

إلى أبي العزيز: أعمر ' الذي سهر و تعب على تربيتي و راحتي و لطالما مد يد العون لي.

إلى إخوتي : عبد الحفيظ و خير الدين' وإلى كل عائلة : بومعزة

إلى صديقي و رفيقي في هذه المذكرة: متيجة حكيم وقاسمي الحسين اللذان لولاهما لما اكتملت' متمنيا لهما مستقبلا زاهرا . إلى كل الأصدقاء و رفقاء الدرب الذين عرفتهم و تعلق بهم قلبي و أخص بالذكر: مصطفى' أحمد ' يسن' عبد الله ' أنور' منير' عبد القادر' سهيل' كمال ' جلال . إلى جميع زملاء الدراسة و إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل من قريب أو من بعيد و إلى كل خريجي جامعة يحيى فارس فرع هندسة مدنية .



حمزة

الإهداء

*** و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب ***

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك والصلاة و السلام عليك يا سيدي رسول الله:

أهدي هذا العمل الذي هو نتاج لثمرة ضلت تينع طيلة خمس سنوات من الجهد إلى:

اللذان كان لهما الفضل الكبير بعد الله عز وجل في انجازه .

إلى التي أوصاني عليها رسول الله صلى الله عليه و سلم فقال: أمك ثم أمك ثم أمك ثم أبوك . . .

إليك أمي الحنون:زليخة ' التي لا تكفيني و لا تسعني أي عبارات لكي أعرب لها عن مدى حبي

وامتناني لها والتي أسأل لها الشفاء العاجل إنشاء الله

إلى أبي العزيز: مسعود ' الذي سهر و تعب على تربيتي و راحتي و لطالما مد يد العون لي.

إلى إخوتي : محفوظ سعيد بلقاسم قويدر طاهر' وإلى كل عائلة : قاسمي

إلى صديقي و رفيقي في هذه المذكرة: متيجة حكيم بومعزة حمزة و اللذان لولاهما لما اكتملت' متمنيا لهما مستقبلا زاهر . إلى كل الأصدقاء و رفقاء الدرب الذين عرفتهم و تعلق بهم قلبي و أخص بالذكر: زوبير' أحمد ' شريف' محمد ' أنور' منير' عبد القادر' سهيل' كمال ' جلال . .إلى جميع زملاء الدراسة و إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل من قريب أو من بعيد و إلى كل خريجي جامعة يحيى فارس فرع هندسة مدنية .

حســــــــين

Résumé

Résumé

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني وتجاري من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق أرضي + سبعة طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر. و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III.

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 المعمول 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.«SAP 2000 V17»

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 et commercial dans la willaya de Alger cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone sismique 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 la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 17»**.

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project involves study a block contain (ground+7 stories) reinforced in Alger , the region is classified as a fort 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 **« SAP2000 version 17»**.

sommaire

Sommaire

Résumé I
Remerciement II
Dédicace III
Liste des tableaux IV
Liste des figures V
Notations VI

Introduction générale 1

Chapitre I

I.1. introduction 2
I.2. présentation de l'ouvrage : 2
I.2.1. caractéristiques géométriques : 2
Dimensions en élévation 2
Dimensions en plan : 2
I.2.2. ossature: 5
I.2.3.classification du bâtiment selon (RPA 99 v 2003) : 5
I.2.4. plancher : 5
I.2.5. escalier: 5
I.2.6. maçonnerie : 5
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 5
I.3.1. Béton : 6
a. Composition du béton : 6
b. Résistance du béton : 6
b.1. Résistance du béton à la compression: 6
B.2. Résistance du béton à la traction : 6
c. Module de déformation longitudinale : 7
c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » 7
c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» 7
d. Coefficient de poisson : 7
e. Poids volumique : 8
f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) 8
f.2. limites à l'état limite de service (E.L.S) : 8

Sommaire

I.3.2. ACIERS :..... 9
a. Les limites élastiques :.....9
b. Module d'élasticité des aciers :.....9
c. Les contraintes limites de calcul 10
c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):.....10
c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):.....10
d. Le coefficient d'équivalence :.....11
I.4. hypothèses de calcul :.....11
I.5. Le sol :.....11

Chapitre II

II.1. Introduction :.....12
II .2. Pré-dimensionnement des planchers : 12
II .2.1. Plancher à corps creux : 12
II .2.2. Les dalles pleines : 14
Critère de résistance : 14
Sécurité contre l'incendie : 14
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 15
II.3.1. Maçonnerie : 15
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :..... 15
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 16
II.3.2. Plancher terrasse : 17
II.3.2.a. Charges permanentes :..... 17
II.3.2.b. Charges d'exploitation : 17
II.3.3. Plancher courant : 17
II.3.3.a. Charges permanentes :..... 18
II.3.3.b. charges d'exploitation : 18
II.3.4. Dalle pleine : 19
II .3.4.a. Balcons de la terrasse : 19
II.3.4.b. Balcons de l'étage : 20
II.4. Pré-dimensionnement des poutres :.....21
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :.....23

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : 23
II.5.2. Dimensions des poteaux : 23
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 23
II.5.4. Calcul de l'effort Nu : 24
II.5.5. surface reprise par le poteau : 26
II.5.6. Descente des charges : 27
II.5.6.a. Charges permanant : 27
II.5.6.a. Charges d'exploitation : 28
II.5.6.b. Charges permanentes et Nu : 29
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 : 30
II.5.9. Vérification aux zones nodales : 31
II.6. Pré-dimensionnement des voiles : 32

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère : 33
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations : 33
III.1.2. Calcul des efforts : 33
III.1.3. Calcul du ferraillage : 34
III.1.3.a. À E L U : 34
III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : 35
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : 39
III.4. Plancher à corps creux : 40
III 4-1 introductions : 40
III.4.2. La dalle de compression : 40
III.4.3. Les poutrelles : 42
III.4.3.a. avant coulage : 42
III.4.3.b. Après coulage : 44
III.5. CALCUL DES DALLES PLEINES 67
III.5.1. Définition : 67
III.5.2. Méthode de calcul : 67
III.5.3. Principe de calcul : 68
.a) travail externe : 68

b) Travail interne : 68
III.5.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation : 69
III.5.4.1 charge permanant pour les deux types : 69
III.5.4.2 Surcharges d'exploitation : 69
III.5.5. Position des lignes de rupture: 69
III.5.6Ferraillage : 74
III.5.6.a. Les armatures longitudinale et faire la vérification a ELS: 74
III.5.6.b. Les armatures de répartition : 74
III.5.7. Condition d'espacement : 75
III.5.8. Vérification au cisaillement : 75
III.5.9. Vérifications préliminaires de la flèche : 76
III.6. les escaliers : 76
III.6.1. Introduction : 76
III.6.2. Définition des éléments d'un escalier : 77
III.6.3. Pré-dimensionnement : 78
III.6.4. Evaluation des charges et surcharges : 79
III.6.4.A. Charges permanentes : 79
III.6.4.B. Charge d'exploitation : 80
III.6.5. Détermination des efforts : 80
III.6.6.Le chois de l'effort max : 82
III.6.6.A. A l'E.L.U : 82
III.6.6.B. A l'E.L.S : 83
III.6.7. Ferraillage des escaliers a ELU et vérifie à ELS : 84
III.6.7.A Les armatures longitudinale : 84
III.6.7.B. Les armatures de répartition en travée : 85
III.6.7.C. Vérification de l'espacement en travée : 86
III.6.7.D. Les armatures de répartition aux appuis : 86
III.6.7.E. Vérification de l'espacement aux appuis : 87
III.6.7.F. Vérification de l'effort tranchant : 87
III.6.8. Vérification de la flèche : 88
III.6.8.1 Vérification préliminaire de la flèche : 88
III.6.8.2 Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) : 88

Sommaire

III.7. Calcul de poutre palière :.....90
III.7.1introduction :.....90
III.7.2Pre- dimensionnement :.....90
III.7.3Evaluation des charges :.....92
III.7.4. Calcul des efforts :.....93
III.7.5. Ferraillage de la poutre palière :.....95
III.7.5. 1. Armatures longitudinale :.....95
III.7.5. 2. Armatures transversal :.....97
III.7.6. Vérification de la flèche :.....99
III.7.6. a. Vérification préliminaire des flèches :.....99

Chapitre IV

IV.1. Introduction :.....100
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :.....100
IV.2.1 Centre de masse :.....100
IV.2.2. Centre de rigidité :.....103
IV.2. 3. Excentricité :.....104
IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :.....104
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle :.....105
IV.2. 3.C. Effets de la rigidité accidentelle :.....106
IV. 3. Choix de la méthode de calcul :.....107
IV. 3.1. Introduction :.....107
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :.....107
IV.3.2.1. Principe :.....107
IV.3.2.2. Modélisation :.....107
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :.....107
a. Coefficient d'accélération A.....107
b. facteur de correction d'amortissement η:.....107

c. coefficient de comportement 107
d. facteur de qualité 108
e. périodes caractéristiques 108
f. Justification du coefficient de comportement 110
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :..... 112
IV.4.1. Vérification de comportement :..... 112
IV.4.2. vérification de participation massique :..... 113
IV.4.3. Vérification des périodes :..... 114
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 114
- Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] : 114
- A : coefficient d'accélération de zone 115
- D : facteur d'amplification dynamique moyen..... 115
- R : coefficient de comportement global de la structure..... 115
- Q : facteur de qualité 115
- W : poids total de la structure..... 115

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :..... 116
IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 117
IV.4.5.2. Moment de renversement et Moment stabilisant :..... 120
IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :..... 121
IV.4.7. Vérification des déplacements : 122
IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :..... 124
a- les poutres : Selon CBA93..... 124
b- les poteaux : Selon CBA93 124
* *Constatation :* 125
VI.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : 125
IV.5.Conclusion générale..... 128

Sommaire

Chapitre V

V.1 Introduction:.....129
V.2. Ferraillage des poutres : 129
V.2.1 Introduction : 129
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :.....130
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 130
V.2.2.b. Armatures transversales : 130
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 132
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....135
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :.....137
V.2.6. Calcul des armatures transversales : 138
V.2.7. Vérification préliminaire de la flèche : 139
V.3. Ferraillage des poteaux:.....142
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales : 142
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 142
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 144
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme : 144
V.3.1.d. Détermination des armatures des poteaux à l'ELU de résistance :.....148
V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS : 151
V.3.2. Détermination des armatures transversales : 154
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu : 154
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $[\tau u]$ 154
V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :.....155
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales : 156
V.4. Ferraillage des voiles :.....162
V.4.1. Les voiles pleins: 162
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures: 162
V.4.2.1. Les trumeaux:.....162
V.4.2.2. Les linteaux:.....162
V.4.3. Recommandations règlementaires pour les armatures des voiles A_v .A_h : 162
V.4.3.1. Armatures verticales A_v : 162
V.4.3.1. a. Selon le CBA 93:.....163

V.4.3.1. b. Selon le RPA 93: 163
V.4.3.2. Armatures horizontales: 164
V.4.3.3. Armatures transversales: 165
V.4.3.4. Recommandations pour les voiles pour La longueur de recouvrement : 93) : 165
V.4.4.2. Détermination n des armatures a l'ELU de résistance : 165
V.4.5. des voiles pleines 166
V.4.5. 1. Calcule de ferraillage des voiles pleines à l'ELU 166
V.4.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 170
V.4.5.3.calcule d'espacement : 174
V.4.5.4.b. Contrainte limite de cisaillement 174
Conclusion : 179
V.4.6. ferraillage des voiles avec ouverture : 179
V.4.6. 1. Les trimétaux : 179
V.4.6. 1.1.Ferraillage des trimétaux a L'ELU 179
V.4.6.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 183
V.4.6.1.3. Vérification des voiles a l'effort tranchant 185
V.4.6.2. Les Linteaux : 188
V.4.6.2.a Recommandations réglementaires: 188
V.4.6.2.b. Ferraillage des linteaux: 188
V.4.6.2.c. Ferraillage minimal :(RPA99 Art 7.7.3.3): 191
V.4.6.2.d. Armatures des linteaux: 192

Chapitre VI

VI.1. Introduction générale : 194
VI.2. Introduction : 194
VI.3. Calcul des semelles isolées : 195
VI.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS : 198
VI .3.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles : 199
VI.4. Calcul des semelles filantes : 200
VI.4.1. Dimensionnement : 200
VI.4.2.Ferraillage : 202

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :..... 204
VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 205
VI.5. Poutre de Libage :.....206
VI.5.1.Dimensionnement :..... 206
VI.5.2.Calcul des moments : 209
VI.5.3Armatures longitudinales : 209
VI.5.4Vérification des contraintes à l'ELS : 210
VI.5.5.Armatures de peau :..... 211
VI.5.6.Armatures transversales : 211
VI.6.Ferraillage des longrines 211
VI.6.1.Recommandation des règlements :..... 211
VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : 213
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 213
VI.6.4.Calcul des armatures transversales :..... 214
Conclusion..……216
Références bibliographiques.....
Annexe (CD Résultats+diapositive).....

Liste des figures

Listes des Figures

figure 1.1 : diagramme contrainte de déformation a L'ELU 8
figure 1.2: diagramme contrainte de déformation a L'ELS 9
figure 1.3 : diagramme contrainte de déformation de l'acier a L'ELU 10
Figure 2-1: dimensionnement de plancher corps creux 13
Figure 2-2: Dimensions du corps creux 14
Figure 2-3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite): 16
Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse 17
Figure 2-5 : composants d'un plancher courant 18
Figure 2-6 : composants d'un balcon de la terrasse 20
Figure 2-7 : composants d'un balcon de l'étage 21
Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre 21
Figure 2-9 : Section réduite du poteau 25
Figure2-10 : la surface reprise par le poteau 26
Figure 2-11 : Zones nodales 31
Figure 2- 12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) 32
Figure 3-1 : L'acrotère 33
Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère 39
Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression 41
Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage 42
Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements 45
Figure 3-7 diagrammes des momon fléchissant à (ELU) 50
Figure 3-8 diagramme des efforts tranchant a (ELU) 50
Figure 3-9. Diagramme des moments fléchissant a (ELS) 51
Figure 3-10. Poutrelle à 2 travées type 1 51
Figure 3-11.diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) 53
Figure 3-12 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) 53
Figure 3-13 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS) 54
Figure 3-14 poutrelles à 2 travées type 2 54
Figure 3-15diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) 56

Listes des Figures

Figure 3-16 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) 56

Figure 3-17 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS) 57

Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite) 58

Figure 3-19 : Disposition constructive des armatures 61

Figure 3-20: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite 67

Fig.3.21- La dalle pleine triangulaire 69

Fig. 3.22.Efforts et déplacements des zones rigides0.1. 70

Figure 3-23 : Efforts et déplacements des zones rigides.02 71

Figure. 3-24 : ferraillage de la dalle pleine 76

Figure 3-25 : Représentation d'un escalier 77

Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier 78

Figure 3-27 : l'effort d'escalier 81

Figure 3-28: Schéma statique à l'E.L.U 82

Figure 3-29 : Schéma statique à l'E.L.U 83

Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.S 83

Figure 3-31: Dimensionnement de la poutre palière 90

figure3-33 digramme des moments fléchissant a ELU 94

figure3-34 digramme des efforts tranchants a ELU 94

figure3-35 digramme des moments fléchissant a ELS 94

figure3-36 ferraillage de poutre palière 99

Figure 4-1 : disposition des voiles 101

Figure 4-2 : disposition des voiles au RDC 101

Figure 4-3 : disposition des voiles aux étages 101

Figure 4-4 : dimension des voiles et poteaux 103

Figure 4-5 : Spectre de réponse 109

Figure 4-6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc 112

Listes des Figures

Figure 4-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 116
Figure 4-8 : Distribution des forces sismiques 117
Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 118
Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 119
Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres 140
Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales, ... 141
Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires et rive des étages 141
Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rive des étages 141
Figure 5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de tous les étages 142
Figure 5-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux 143
Figure 5-7 : Disposition des armatures pour les poteaux 159
Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6.7.étage 160
Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4.5 étage 160
Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2.3 étage 160
Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1ere étage 161
Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux intermédiaire et de rive de, RDC, ... 161
Figure 5.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles. 164
Figure .14. les Armatures horizontales des voiles. 174
Figure 5.15. Le ferraillage du linteau 188
Figure 5.16. Linteau long. 190
Figure 5.17. Linteau courts 191
Figure 5.18. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du 191
Figure 5.19. Armatures de linteaux 192
Figure 5.20. Section du linteau 192
Figure 6-1 : les efforts normaux des poteau et des voiles à l'ELS……..195
Figure 6-2 : Semelle isolée sous poteau……195
Figure 6-3 : dimensionnement des semelles à l'ELS……198
Figure6-4 : Les bulles de pression……..199
Figure 6-5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux……..200
Figure 6-6 : Schéma d'une semelle filante sous voile……200
Figure 6-7 : longrines (sap 2000 v 17)……..212
Figure : 6-8 ; ferraillage de longrine……...215

Liste des tableaux

Liste des Tableaux

Tableau 2-1:pré- dimensionnement de plancher corps creux 13
Tableau 2-2 : charge permanent du mur simple cloison 15
Tableau 2-3 : charge permanent du mur simple cloison 15
Tableau 2-4 : charge permanente du mur double cloison 16
Tableau 2-5 : Charge permanente du plancher terrasse 17
Tableau 2-6 : Charge permanente du plancher courant 18
Tableau 2-7 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse 19
Tableau 2- 8 : Charge permanente due aux balcons d'étage 19
Tableau 2-9: pré-dimensionnement des poutres principales et secondaire 22
Tableau 2-10 : pré-dimensionnement des poteaux 23
Tableau 2-11 : calcule deNu 25
Tableau 2-12 : détermination des charges d'exploitations 28
Tableau 2-13 : détermination des charges d'exploitations 29
Tableau 2-14 : vérifications du (1.1Nu ≤ Nu 30
Tableau 2-15 vérifications de coffrage des poteaux 30
Tableau 2-16 vérification aux zones nodales 31
Tableau 3-1 : Les charges 33
Tableau 3-3 : Les données 34
Tableau 3-4 : Ferraillage de l'acrotère 38
Tableau 3-5: les charges de la poutrelle avant collage 43
Tableau 3-6 : Calcul des moments 43
Tableau 3-7 : Détermination le nombre des étaiements avant le coulage 43
Tableau 3-8 : Détermination le nombre des étaiements après le coulage 44
Tableau 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 45
Tableau 3-10 : méthode cacuot 48
Tableau 3-11 : condition de l'application de méthode forfaitaire 49
Tableau 3-12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU) 49
Tableau 3-13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS) 51
Tableau 3.14 : condition de l'application de méthode forfaitaire 52

Liste des Tableaux

Tableau 3-15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU 52

Tableau 3-16 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ElS) 54

Tableau 3-17 : condition de l'application de méthode forfaitaire 55

Tableau 3-18: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU) 55

Tableau 3-19: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS 57

Tableau 3-20 : les chois de l'effort maximal 58

Tableau 3-21 : calcule des armatures a E.L.U 59

Tableau 3-22 :verification des armatures a E.L.S 60

Tableau 3-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles 61

Tableau 3-24 : Vérification de contrainte de cisaillement 62

Tableau 3-25 Vérification d'Espacement S_t: 62

Tableau 3-26 Diamètre des armatures transversales f_t: 63

Tableau 3-28. Vérifications nécessaires d'armature transversale 64

Tableau 3-29: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 64

Tableau 3-30 : calcule et vérifications de la flèche des poutrelles 66

Tableau 3-31 : Evaluation des charges permanant 69

Tableau 3-32 : travail externe pour une charge q_u 72

Tableau 3-33 : travail interne pour une charge q_u 72

Tableau 3-44 : le chois de l'effort maximale pour les deux types 73

Tableau 3-35: Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS 74

Tableau 3-36 : Les armatures de répartition 74

Tableau 3-37 : Vérification préliminaire de flèche de la dalle 76

Tableau 3-38 : G du palier de repos de l'escalier 79

Tableau 3-39: G de la paillasse de l'escalier 80

Tableau 3-40 : Détermination des efforts de l'escalier 80

Tableau 3-41 : calcule des sollicitations d'escalier 81

Liste des Tableaux

Tableau 3-42 : le chois de l'effort max 82
Tableau 3-43 : les données 84
Tableau 3-44 Calcul des sections d'acier de l'escalier a ELU et vérifie a ELS 84
Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de l'escalier aux appuis a ELU et vérifie a ELS 85
Tableau 3-46 : Les armatures de répartition 85
Tableau 3-47: Vérification de l'espacement armature longitudinale 86
Tableau 3-48 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions 86
Tableau 3-49 : Les armatures de répartition aux appuis 86
Tableau 3-50 : Vérification de l'espacement armature longitudinale 87
Tableau 3-51 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions 87
Tableau 3-52 : Vérification préliminaire de la flèche : 88
Tableau 3-53: Vérification de la flèche de l'escalier 90
Tableau 3-54 : pré-dimensionnement de la poutre palière 91
Tableau 3-55 : Evaluation des charges ELU et a ELS de poutre paliere 92
Tableau 3-32 : chargement de la poutre palière 93
Tableau 3-56 : Les efforts agissants sur une poutre palière 93
Tableau 3-57 : Les efforts agissants sur une poutre paliere 95
Tableau 3-58 : Calcul des sections d'acier en travée 95
Tableau 3-59 : Calcul des sections d'acier de en appui 96
Tableau 3-60: Vérification de l'effort tranchant 97
Tableau 3-61: chois de diamètre des armatures transversale Qt 97
Tableau 3-62 : espacement des armatures transversales st 98
Tableau 3-63 : espacement des armatures transversales st 99
Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse 102
Tableau 4-2 : Calcule de centre de rigidité 103
Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique 104
Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle 105

Liste des Tableaux

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale..... 106
Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure 108
Tableau 4:7- Justification du coefficient de comportement R suivante x 110
Tableau 4: 8- Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage.... 110
Tableau 4: 9- Justification du coefficient de comportement R suivante y 111
Tableau 4:10. Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentag..... 111
Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes 112
Tableau 4-12 : Coefficient de participation massique..... 113
Tableau 4-13 : vérification des périodes 114
Tableau 4-14 : Calcul de la force sismique..... 115
Tableau 4-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 116
Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X 118
Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 119
Tableau 4-18: : calcul du moment de renversement et calcul du moment stabilisant..... 120
Tableau 4-19 : Vérification de stabilisation 120
Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens..... 121
Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 122
Tableau 4-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X 123
Tableau 4-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y 123
Tableau 4.24: vérification de cisaillement des poutre..... 124
Tableau 4.25: Vérification de cisaillement des éléments..... 125
Tableau .4.26: vérification de l'effort normal réduite a la base 125
Tableau 4.27: vérification de l'effort normal réduite a la base après la redimensionné 126
Tableau 4.28: Justification du coefficient de comportement R suivante x 126
Tableau.4.29:Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage.... 127
Tableau4.30: Justification du coefficient de comportement R suivante y 127
Tableau 4.31:Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentage.... 128
Tableau 5-1 : Les données de calcule..... 129
Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 131
Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 132
Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA 2003 133
Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon les conditions CBA..... 132

Liste des Tableaux

Tableau 5-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 135
Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 136
Tableau 5-10 : Calcule de τ_u 137
Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 137
Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 138
Tableau 5-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 138
Tableau 5-14 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres 140
Tableau 5-15 : vérification préliminaire pour les poteaux intermédiaire à l'ELU 146
Tableau 5-16 : vérification préliminaire dans les poteaux de rive à l'ELU 147
Tableau 5-17 : Calcule le ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU 148
Tableau 5-18 : Calcule le ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU 149
Tableau 5-19 : ferraillages longitudinaux des poteaux finals 150
Tableau 5-20 : vérification des armatures à ELS des poteaux intermédiaire 152
Tableau 5-21 : vérification des armatures à ELS des poteaux de rive 153
Tableau 5-22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 155
Tableau 5-23 : les armatures transversales et leurs espacements CBA 93 158
Tableau 5-24 : les armatures transversales et leurs espacements RPA 99 158
Tableau 5-25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales 159
Tableau 5-26 : Tableau V.24. Les données de 165
Tableau 5-27 : Ferraillage des voiles pleines sens x 165
Tableau 5-28 : Ferraillage des voiles pleines sens y 169
Tableau 5-29 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens X 170
Tableau 5-30 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens y 173
Tableau 5-31 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux 176
Tableau 5-32 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux 179
Tableau 5-33: ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux) 181
Tableau 5-34 : ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux) sens y 182
Tableau 5-35 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens ... 183
Tableau 5-36 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens y 184
Tableau 5-37 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens x 186
Tableau 5-38 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens y 187

Liste des Tableaux

Tableau 5.39. Détermination de la nature de sollicitation..... 192
Tableau 5.40. Ferraillage du linteau..... 193
Tableau.6-1: L'effort normal des semelles isolées à l'ELS…….....196
Tableau.6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……...197
Tableau 6-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées ……...198
Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement ……..199
Tableau 6-6: dimensions des semelles filantes sous voiles……...…202
Tableau 6-7: dimensions des semelles filantes sous poteaux……202
Tableau 6-8: Armatures principales des semelles filantes…….……203
Tableau 6-9 : Armature de répartition…….……..204
Tableau.6-10 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes…..……205
Tableau 6-11: Vérification de la stabilité au renversement……..……...…206
Tableau 6 -12 : Dimensionnement de la poutre de libage……...……207
Tableau 6-13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..208
Tableau 6-14: les 3 type de poutre de libage les plus défavorable……..210
Tableau 6-15: Détermination des moments de la poutre de libage……210
Tableau 6-16: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……..210
Tableau 6-17: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS….211
Tableau 6-18: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...211
Tableau : 6-19 : Ferraillage longitudinal des longrines……..……213
Tableau .6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……214
Tableau : 6-21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.
…….215

notations

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.

∑ : 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 :

La conception d'une structure parasismique est un problème complexé, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposée par les règlements en vigueur et d'économie imposée par les coûts croissants des matériaux de construction .en revanche, une structure doit être calculer et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle dit résister à tous événements et actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation. Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commercial, comportant: RDC + 7 Etages qui sera implanté de la wilaya d'Alger. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés Par des voiles. Le dimensionnement et le calcule du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99). Nous présentons ce travail en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les Matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième est consacré au pré-dimensionnement de la structure en béton armé, le troisième présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennement le logiciel SAP2000 V 17 et le cinquième présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure .finalement, nous allons étudier l'infrastructure et calculer les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. introduction

Ce projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+7étage) à usage d'habitation et commercial, l'ouvrage sera implanté à Wilaya Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établies par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 v 2003)**.**

I.2. présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan

I.2.1. caractéristiques géométriques :

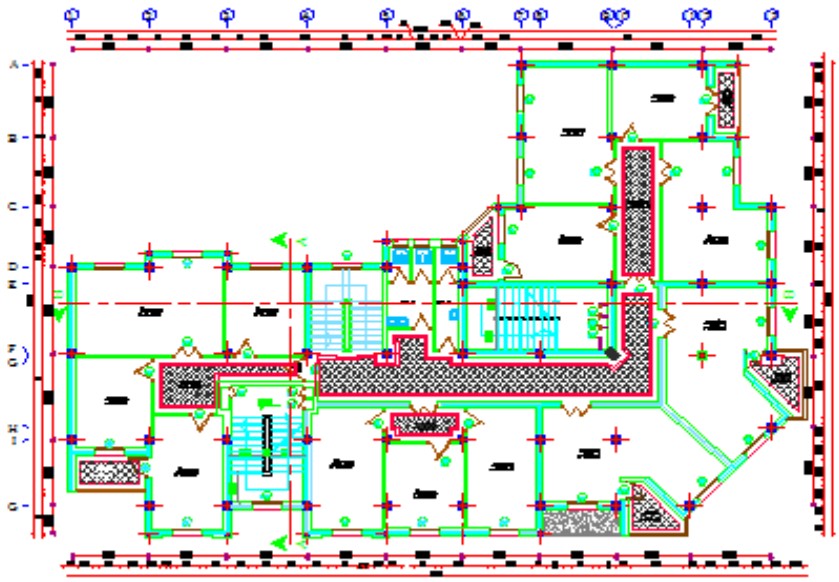
Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment…….....24.82 m
- Hauteur du rez-de-chaussée……..... ..3.40 m
- Hauteur de l'étage courant ……3,06 m

Dimensions en plan :

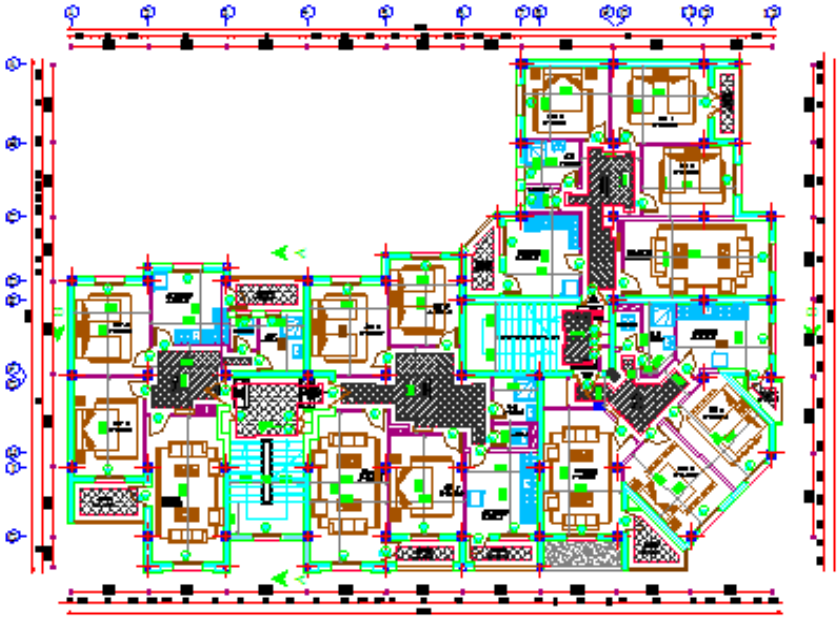
- Longueur totale en plan ……29.10m
- Largeur totale en plan ……...19.2 m

GC2016

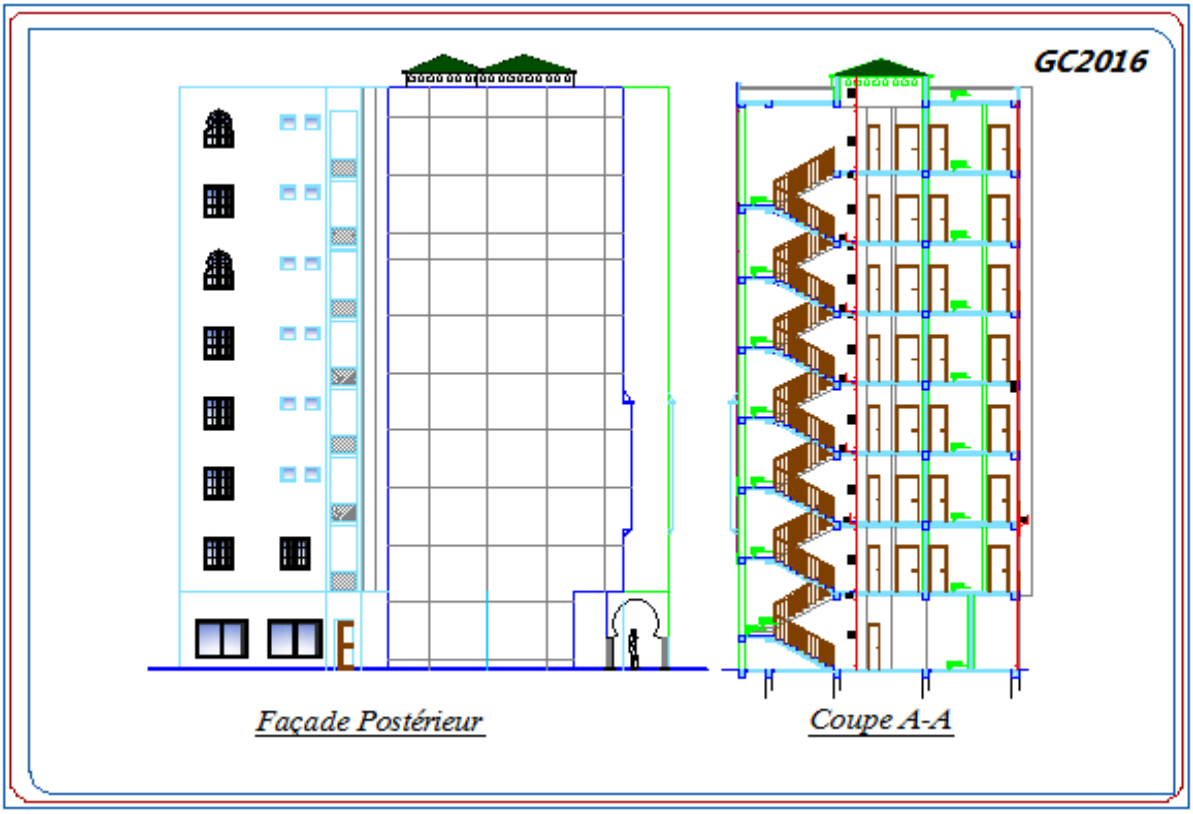


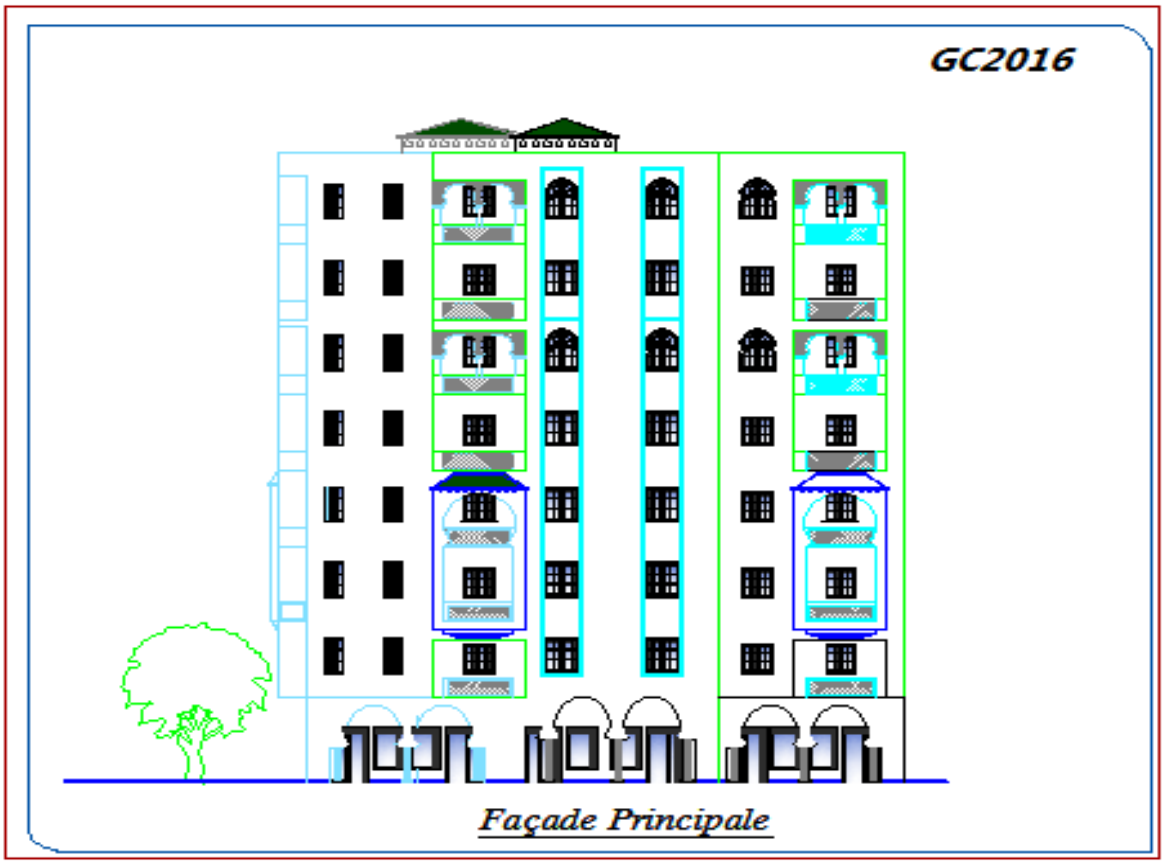
Plan de 1er etage

GC2016



Plan de 2eme, 3eme, 4eme,5eme,6eme et 7eme etage


GC2016
Façade Postérieur
Coupe A-A


GC2016
Façade Principale

I.2.2. ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.2.3.classification du bâtiment selon (RPA 99 v 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 » car il est à l'usage d'habitation et commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. (moyenne importance)

I.2.4. plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine

I.2.5. escalier:

La structure comporte 3 cages d'escalier, les cages d'escalier du rez-de-chaussée au $6^{ème}$ étage, l'escalier est constitué de deux volés et de paliers

I.2.6. maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparés par une âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformées aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.3.1. Béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau**.**

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur**.**

$$j \leq 28 jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28 jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : f_{c28} =25 MPa

B.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais. Parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \quad (MPa)$$

f_{c28} =25 MPa, on trouve f_{tj} = 2,1 MPa

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application**.**

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [6].

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [6].

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas**:** $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** ν =0,0 calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** ν =0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25$ kg/m3

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique, au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :γ_b =1,5 cas des situations durables ou transitoire……. f_{bu} = 14,17 MPa

γ_b =1,15 cas des situations accidentelles……..... f_{bu} = 18,48 MPa

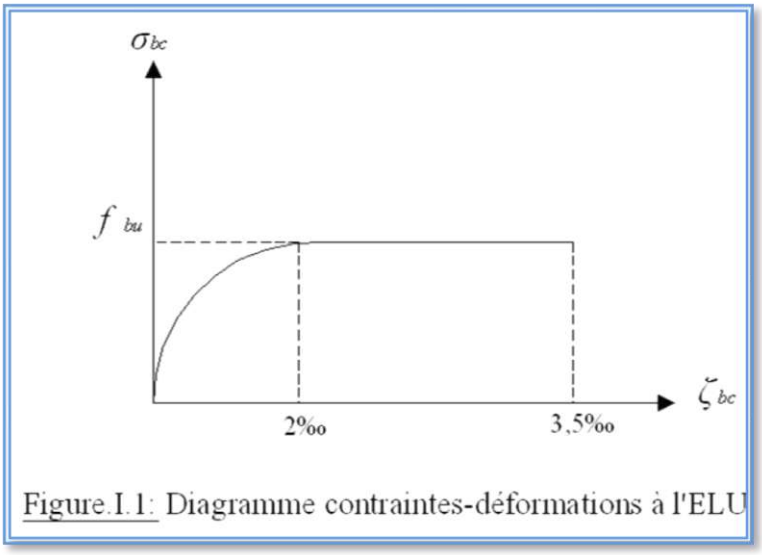


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

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

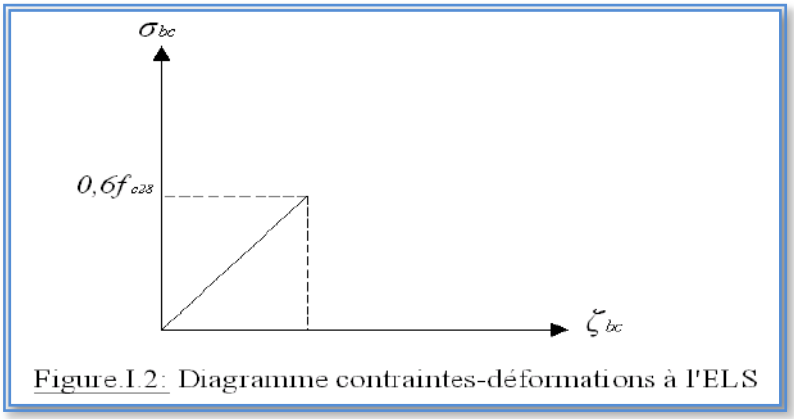


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

.3.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont **:**

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 ∅ =5 mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 (f_e=235 MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

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

Es = $2{,}1.10^5$ MPa

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

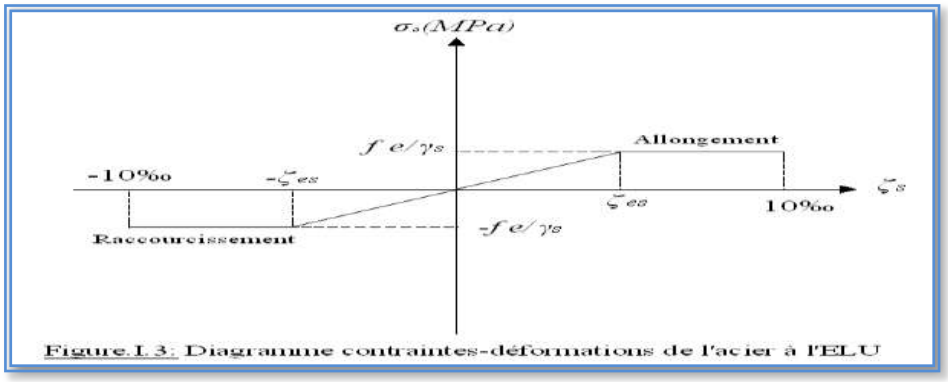


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

fe : Contrainte limite élastique.

ξs : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier**. :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a **:** $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74‰$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{ftj * \eta}\right)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{ftj * \eta}\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence**.**

d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton**.**

I.4. hypothèses de calcul :

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

Les sections droites restent planes après déformation.

- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale a :

♦ Rond lisse $\begin{cases}\sigma_s=204{,}34MPa & Situationdurable\\ \sigma_s=235MPa & Situationaccidentelle\end{cases}$

♦ Haute adhérence $\begin{cases}\sigma_s=348MPa & Situationdurable\\ \sigma_s=400MPa & Situationaccidentelle\end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s=10\%$

I.5. Le sol :

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, a une bonne capacité portante. La contrainte admissible du sol est 2 bars, et l'ancrage de1.5 m

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

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.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II .2. Pré-dimensionnement des 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.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- L/20 ≥ ht ≥ L/25
- ht ≥ L/22.5
- Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à entre axes
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.8 m.

- 380/20 ≥ ht ≥ 380/25 ⇒ 19 cm ≥ ht ≥ 15.2 cm.
- et ht ≥ 380/22.5 ⇒ ht ≥ 16.89 cm.

Figure 2-1:pré- dimensionnement de plancher corps creux

	Plancher à corps creux						
Critère de résistance	L/20 ≥ht ≥L/25	L	3,8	L/20 cm	19	ht cm	19
				L/25 cm	15,2		
Critère de déformations.	ht ≥L/22,5	L	3,8	L/22,5 cm	16,89	ht cm	20
						ht final	20

D'après le BAEL91 article b7.2.2 on prend l'épaisseur de la dalle de compression 4 cm parce que l'épaisseur minimale d'une dalle de compression collée en place égale a 4cm

- On a choisie 20 cm (16+4) comme épaisseur de la dalle.

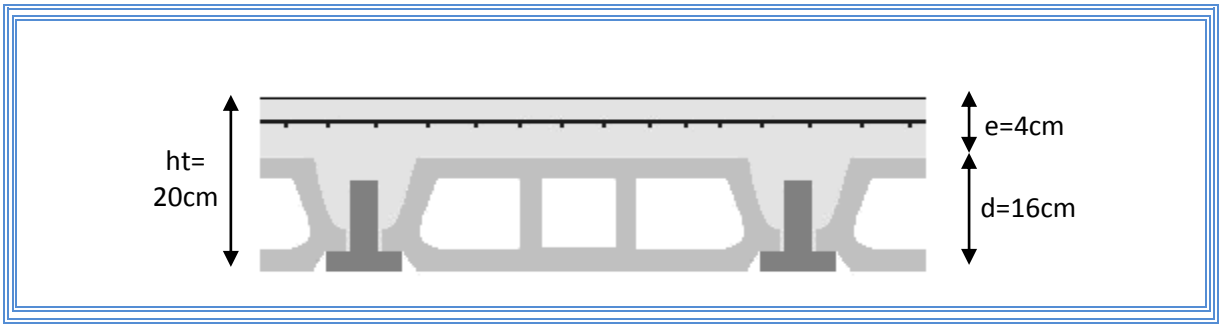


Figure 2-1: dimensionnement de plancher corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

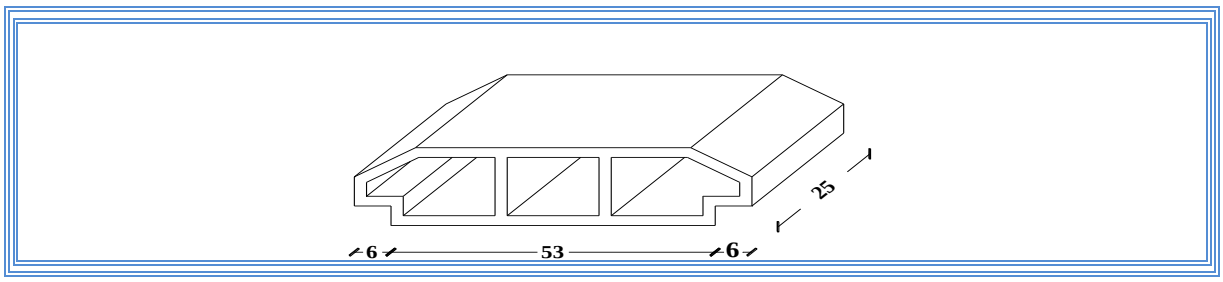


Figure 2-2: Dimensions du corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

Ce type de plancher va être utilisé pour la terrasse incliné, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis :

Critère de résistance :

- $L/50 \leq h \leq L/40$

- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.75 m.

- $475/50 \leq h \leq 475/40 \Rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq h \leq 11.88 \text{ cm}$

Sécurité contre l'incendie :

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

Se le critère d'isolation acoustique $h \geq 15$ On choisit : h = 15 cm

Tableau 2-2 : charge permanent du mur simple cloison

	Les dalles pleines						
Critère de résistance	L/40 ≥ep ≥L/50	L	3,8	L/40 cm	9,5	ep (cm)	9
				L/50 cm	7,6		
condition d'isolation acoustique	ep ≥15					ep (cm)	20
						ep final	20

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-3 : charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
			TOTAL	**1,62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-4 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
3	**Lame d'aire**	0.10	-	0
4	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
			TOTAL	**2,52**

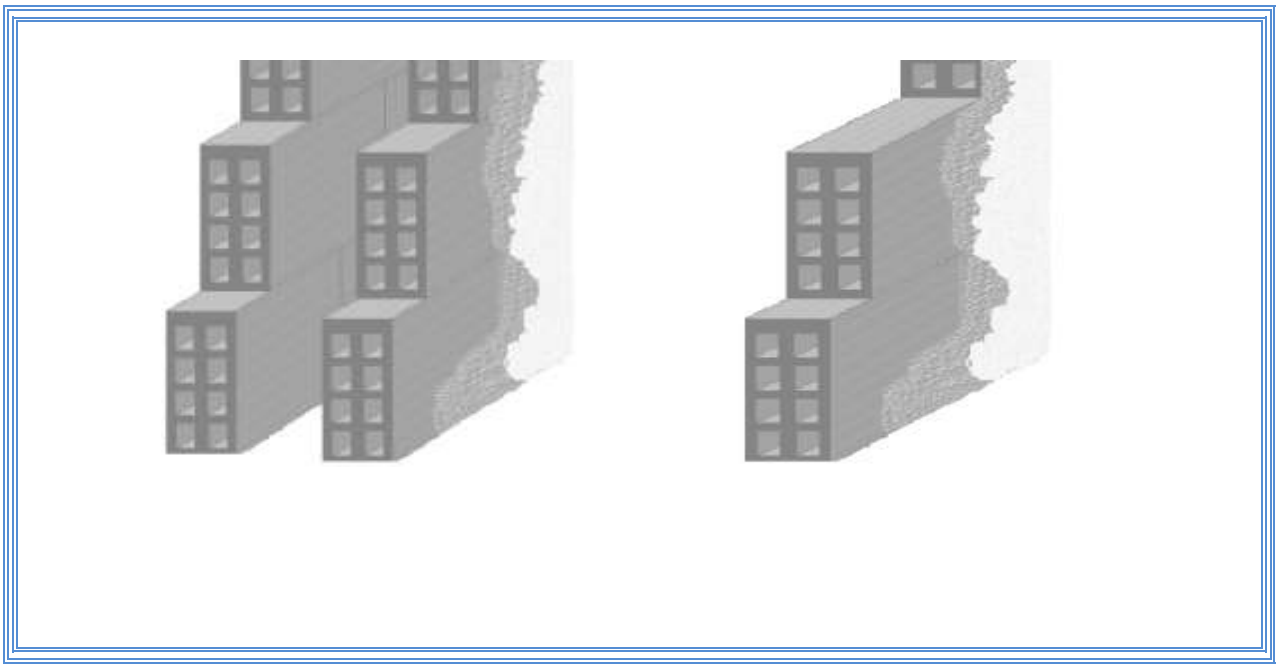


Figure 2-3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau 2-5 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	2,2
5	Plaque de liège	0.04	0,16
6	Pare vapeur	0.01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0.20+0.04	2,8
9	Enduit de plâtre	0.02	0,2
		TOTAL	**6,6**

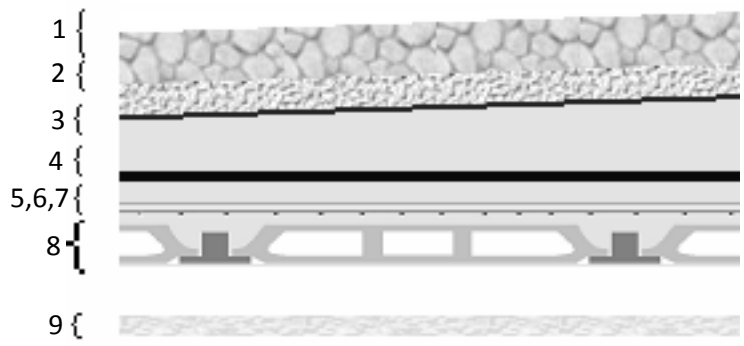


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes

1

Tableau 2-6 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	0,44
2	**Lit de sable**	0.03	0,54
3	**Mortier de pose**	0.02	0,4
4	**Planche corps creux**	0.20+0.04	2,8
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0,2
6	**mur simple cloison**	0.1	1,62
		TOTAL	**6**

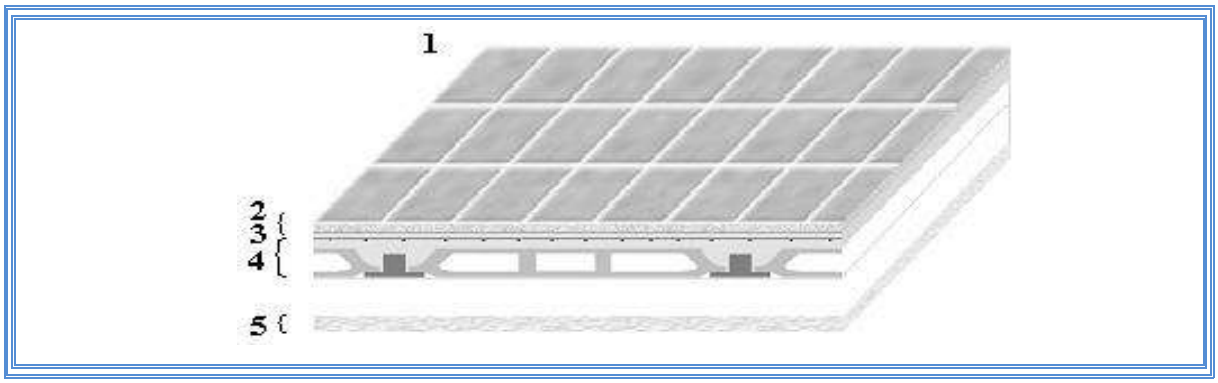


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

D'après le DTC BC on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Plancher terrasse (inaccessible).....1,0 KN/m².
Plancher courant (habitation).....1,5 KNm².

Plancher courant (bureaux).....2,5 KNm².

Escaliers.....2,5 KN/m².

Balcon.....3,5 KN/m².

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Balcons de la terrasse :

Tableau 2-7 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0.1	2,2
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
		TOTAL	7,71

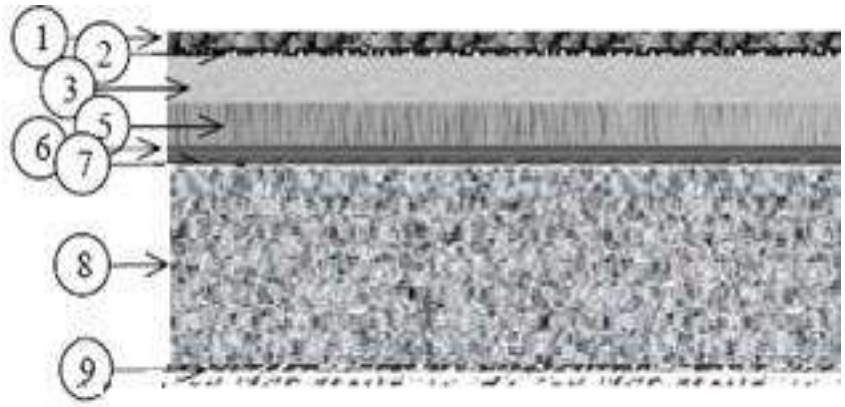


Figure 2-6 : composants d'un balcon de la terrasse

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

Tableau 2- 8 : Charge permanente due aux balcons d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0,44
2	Mortier de pose	0.02	0,4
3	Lit de sable	0.03	0,54
4	Etanchéité	0.02	0,12
5	Dalle pleine	0.15	3,75
6	Enduit de ciment	0.02	0,36
		TOTAL	5,61

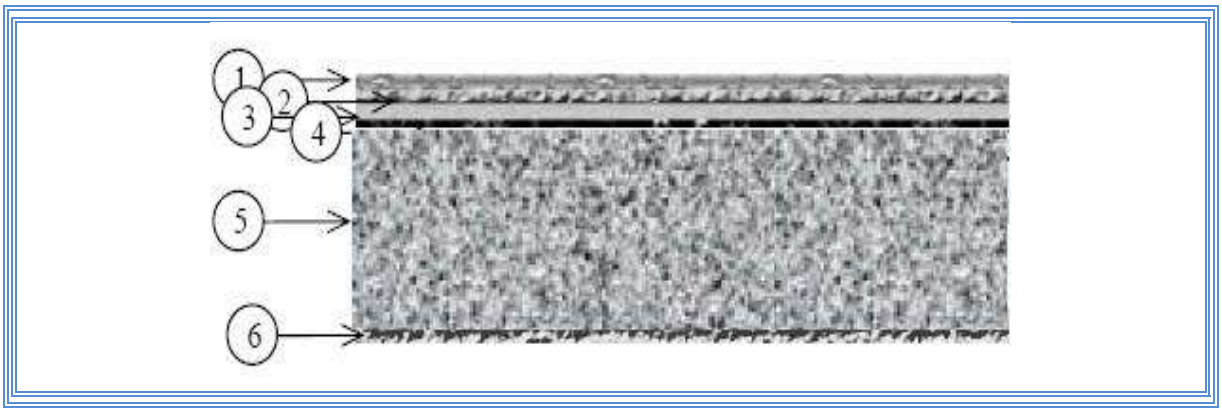


Figure 2-7 : composants d'un balcon de l'étage

II.4. Pré-dimensionnement des 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).

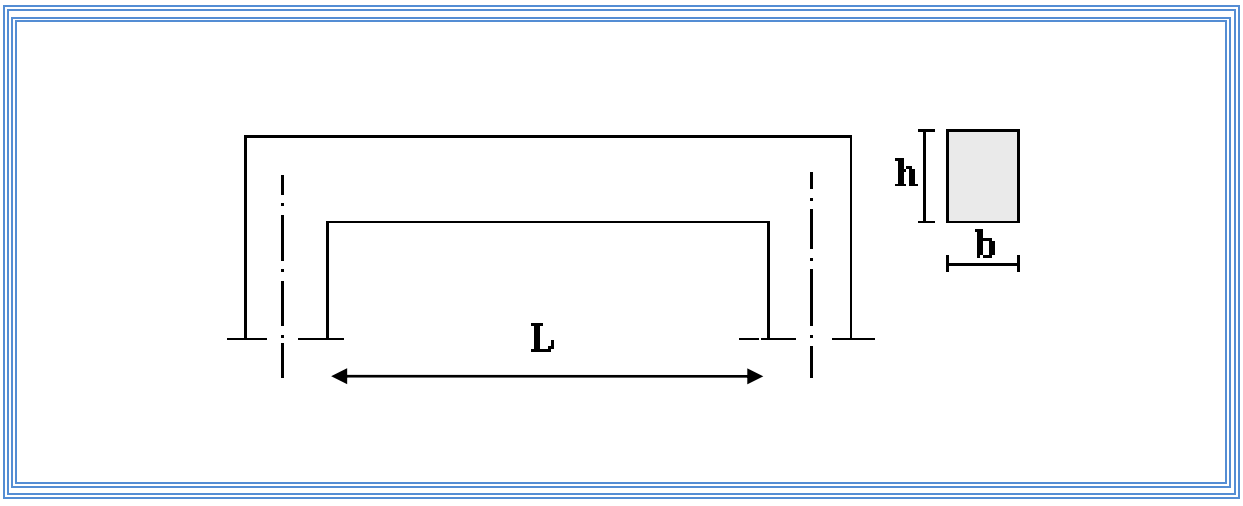


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée en nus d'appui

Le pré dimensionnement des poutres est donné 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
- bmax ≤ 1.5+b.1

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y.

Tableau 2-9: pré-dimensionnement des poutres principales et secondaire

	poutres principales			poutres secondaires		
Critère de résistance	L (m)		3,5	L (m)		3,5
	L/15=		0,23	L/15=		0,23
	L10=		0,35	L10=		0,35
	L/15≤h cm ≤L/10		40	L/15≤ h cm≤L/10		35
	0,3h≤ b cm≤0,7h		30	0,3h≤ b cm ≤0,7h		30
Vérification selon le RPA 99	h≥30 cm		CV	h≥30 cm		CV
	b≥20 cm		CV	b≥20 cm		CV
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) CBA93	h/L	0,105	CV	h/L	0,092	CV
Conclusion	h cm		40	h cm		35
	b cm		30	b cm		30

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (F-3).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

Tableau 2-10 : pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		**RDC**	**1ere**	**2eme**	**3eme**
Dimension du poteau	**a (cm)**	35	35	35	35
	b (cm)	35	35	35	35
Niveau d'étage		4eme	5eme	6eme	7eme
Dimension du poteau	**a (cm)**	30	30	30	30
	b (cm)	30	30	30	30

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3.06m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

II.5.4. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

- $\overline{N}_u = \frac{\propto}{B}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$

Avec :

- $\overline{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- β=1 : plus de la moitie des charges est appliquée après 90 jour.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 & γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

  - $\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Pour $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2$ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

  - $\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $(section\ rectangulaire)$

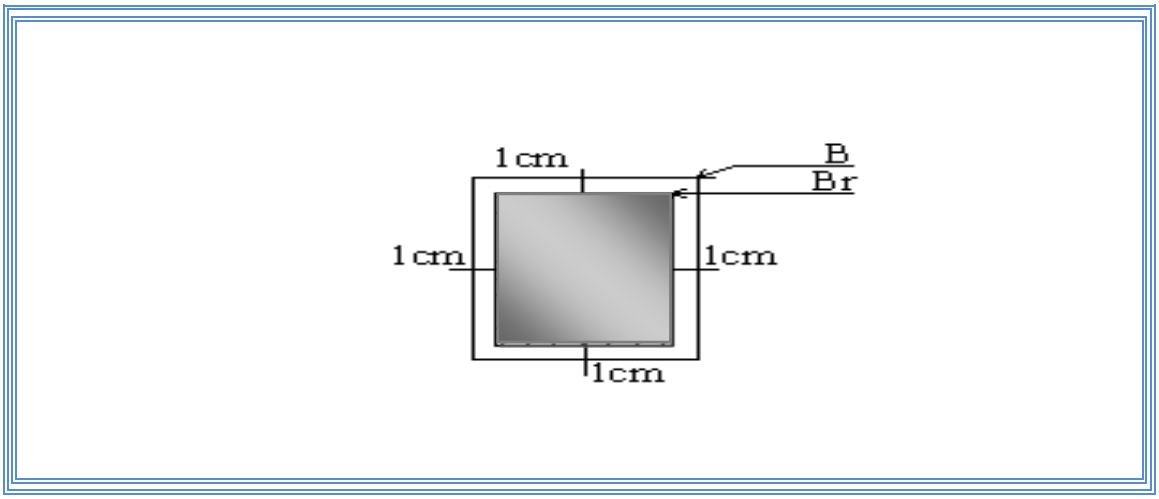


Figure 2-9 : Section réduite du poteau

Tableau 2-11 : calcule de$\overline{N}_u$

étage	(b*h)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br. (cm2)	AS (cm2)	α	NU(KN)
7	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
6	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
5	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
4	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
3	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
2	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
1	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
RDC	35	2.38	0.10	23.56	25	1225	1089	1.23	0.78	1604.98

II.5.5. surface reprise par le poteau :

- Tout les étage : S1 .S2 .S3.S4 : représenté la surface de plancher Corps creux reprise par le poteau

avec:

S1= (3.80-0.3)/2*(3.35-0.3)/2=2.67m²

S2= (3.75-0.3)/2*(3.35-0.3)/2=2.63 m²

S3= (3.80-0.3)/2*(3.25-0.3)/2=2.61m²

S4= (3.75-0.3)/2*(3.25-0.3)/2=2.57 m²

Sp= S1 +S2 +S3+S4 = 10.43 m².

St= (3.8/2+ 3.75/2)*(3.35/2+3.25/2) =12.46 m²

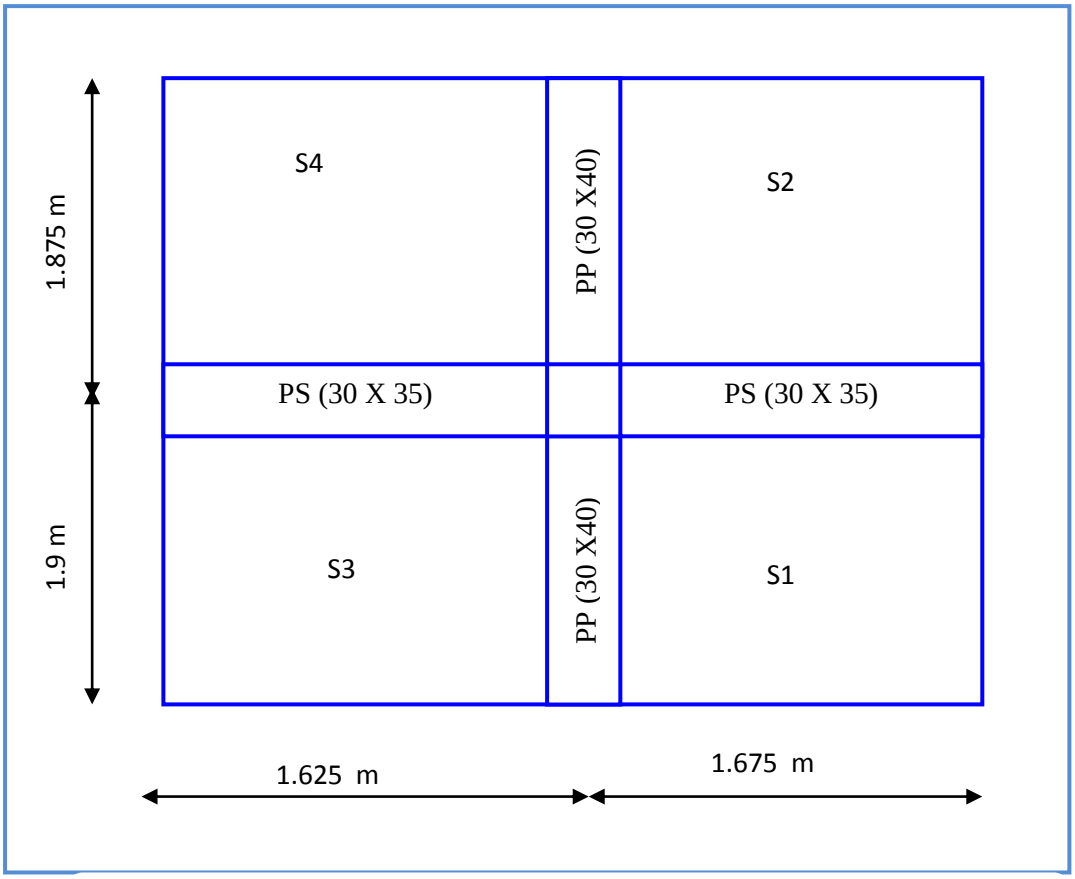


Figure2-10 : la surface reprise par le poteau :

II.5.6. Descente des charges :

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.

II.5.6.a. Charges permanant :

-7^{eme} étage G_7= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}

-6^{eme} étage G_6= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_7

-5^{eme} étage G_5= $G_{plancher\ c}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_6

-4^{eme} étage G_4= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_5

-3^{eme} étage G_3= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_4

-2^{eme} étage G_2= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_3

-1^{er} étage G_1= $G_{plancher\ c}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_2

-RDCG_0= $G_{plancher\ C}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_1

G plancher terrasse ou courante = poids de plancher terrasse*$S_{plancher\ t\ ou\ c}$

G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé

G (poteau)= b*h*he* poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau 2-12 : détermination des charges d'exploitations

étage	G plancher (KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G PS (KN)	G(KN)	G cum(KN)
7	68.81	6.89	10.43	7.88	93.99	93.99
6	62.55	6.89	10.43	7.88	87.74	181.73
5	62.55	6.89	10.43	7.88	87.74	269.46
4	62.55	6.89	10.43	7.88	87.74	357.20
3	62.55	9.37	10.28	7.74	89.94	447.14
2	62.55	9.37	10.28	7.74	89.94	537.08
1	62.55	9.37	10.28	7.74	89.94	627.02
RDC	62.55	10.41	10.28	7.74	90.98	718.00

II.5.6.a. 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'à 0,5Q.

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau 2-13 : détermination des charges d'exploitations

étage	Qn	Q(KN)	n	3+n/2n	Q cum (kN)
7	Q0	12.46	0		12.46
6	Q1	18.69	1	1	31.14
5	Q2	18.69	2	0.95	47.96
4	Q3	18.69	3	0.90	62.91
3	Q4	18.69	4	0.85	75.99
2	Q5	18.69	5	0.80	87.20
1	Q6	18.69	6	0.75	96.55
RDC	Q7	31.14	7	0.71	114.79

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive. NU=NU+0.1NU=1.1 NU

Tableau 2-14 : vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)

étage	G cum(KN)	Q cum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
8	93.99	12.46	145.57	160.13	1146.20	cv
7	181.73	31.14	292.04	321.25	1146.20	cv
5	269.46	47.96	435.71	479.28	1146.20	cv
4	357.20	62.91	576.58	634.24	1146.20	cv
3	447.14	75.99	717.62	789.38	1630.72	cv
2	537.08	87.20	855.86	941.44	1630.72	cv
1	627.02	96.55	991.29	1090.42	1630.72	cv
RDC	718.00	114.79	1141.48	1255.62	1604.98	cv

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-15 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.4)/20=17cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

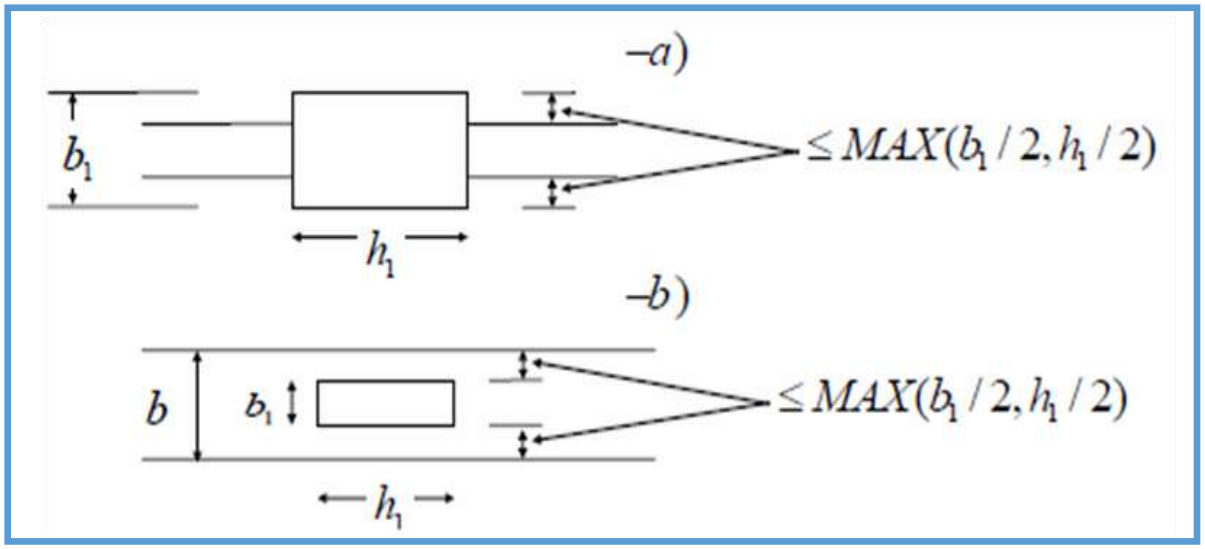


Figure 2-11 : Zones nodales

Tableau 2-16 vérification aux zones nodales

étage	b max (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	1,5h1+ b1	b max≤1,5h 1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h 1/2)
4+5+6+7etag e	30	30	30	75	CV	2,5	17,5	CV
RDC+1+2+3 étage	30	35	35	87.5	CV	5	20	CV

II.6. 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, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Donc:

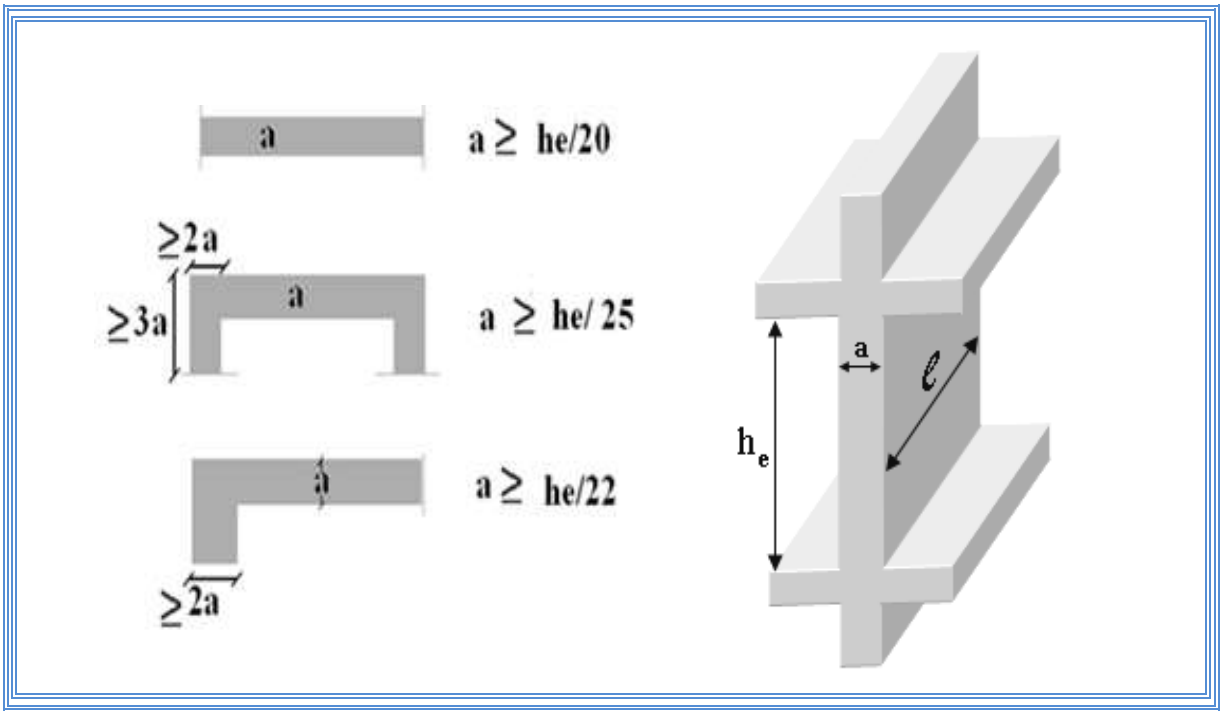


Figure 2- 12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

- he= 3.4-0.40=3 m
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15 cm ; 12 cm;13.63 cm;15 cm)

  a ≥15 cm

On adopter: a = 16cm

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

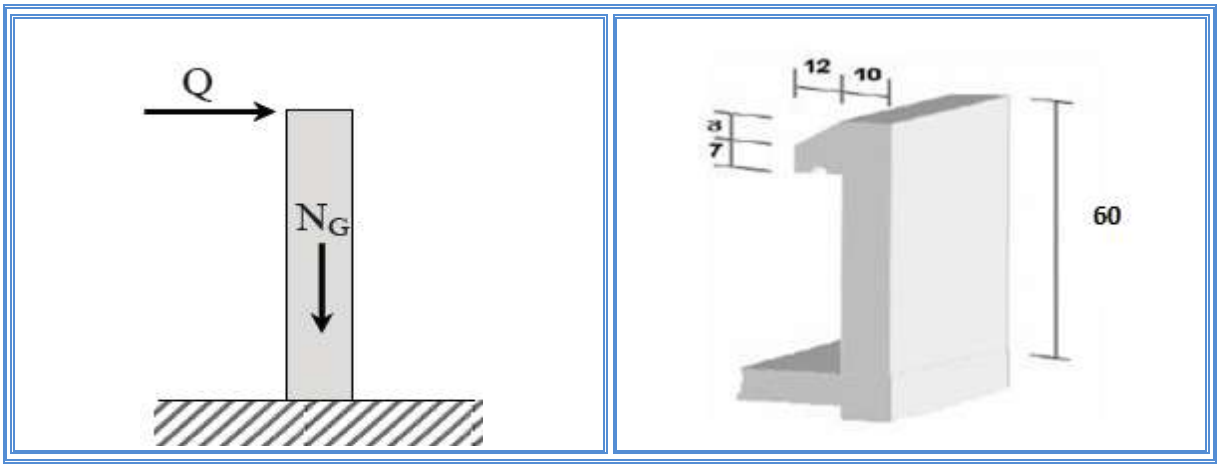


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

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

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

Détermination des efforts :					
L'E.L.U	Nu (KN)	2,37	L'E.L.S	Mser	0,60
	Mu(KN.m)	0,90		Nser	1,76
	Tu (KN)	1,50		Tser	---

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau 3-3 : Les données

Données			
f_{c28}(M Pa)	25	**h**	10 cm
f_{t28}(M Pa)	2,1	**d**	7.5 cm
f_e(M Pa)	400	**c**	2.5 cm
$\sigma_{\mu\delta\alpha\beta}$(M Pa)	14.2	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{\sigma\ \mu\delta\alpha}$(M Pa)	348	**b**	100 cm

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.37} \Rightarrow e_1 = 37.99$ cm

On a : $GC = e_1 = 37.99\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

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

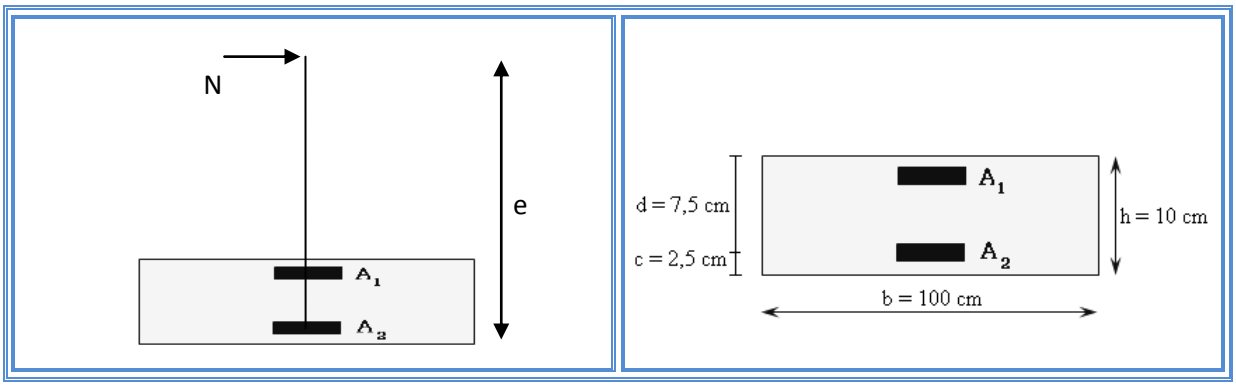


Figure 3-2 : ferraillage de l'acrotère

$e = e_1 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ e = 40.49cm = 0.4049 m

M1 = N * e $\Rightarrow$ M1 = 0.96 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = \frac{0.96*10^3}{14.2*10^6*1*0.045^2} \Rightarrow \mu = 0.012$

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

$A = \frac{M_f}{(\sigma_s * \beta * d)} \Rightarrow A = 0{,}37 cm^2$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A2 = 0.30\ cm^2$

Et : A1= A' $\Rightarrow$ A1=0 cm²

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.30\ cm^2 \\ A1 = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$ [CBA 93]

Amin =1 cm² > A1+A2 =0.30 cm² $\Rightarrow$ A1+A2 = Amin = 1.00 cm²

On adopter: A1 = 0 cm²

A2 = 5 HA 8 = 2.51 cm²

❖ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: N_{ser} = 1.755 kN

M_{ser} = 0.6 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $GC = e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

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

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $GC \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Avec $e_{0'} = e_0$

Où : Bo = b*h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1037.35 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1.\,c1 + A2.d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5.091cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4.909$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A1(\upsilon_1 - c1)^2 + A2(\upsilon - c_2)^2] \Rightarrow I = 8560.10\ cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Donc : GC= 34.19cm> $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre

$$p = -3.C^2 + \frac{90}{b}.[A_1.(c_2 - C) + A_2.(d - C)] = -2472.95$$

$$q = -2.C^3 - \frac{90}{b}.[A_1.(c_2 - C)^2 + A_2.(d - C)^2] = -46692.35$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = -e+h/2 = -29.18cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2472.95 cm^2 \\ q = -46692.35 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.46 y_2 - 47298.05 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -41808026.4 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.69° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.42 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.42cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = --57.33cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 25.8cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.42cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.23cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A1(y_1 - c1) - A2(d - y_1)]$$

$$S_{xx'} = 51.3cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1.785}{51.3} = 0.0342\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.76MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 27.02\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33MPa\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 27.02\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633MPa$$

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

- **Espacement :**

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{(5-1)} = 25\,cm < \overline{S_t} = Min[3.h,33\,cm] = 30\,cm$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{60}{(4-1)} = 20\,cm < \overline{S_t} = Min[4.h,45\,cm] = 40\,cm$

Tableau 3-4 : Ferraillage de l'acrotère

L'espacement d'A1 et A2									
n	5	**St max (cm)**	30	**St min (cm)**	2,5	**st min≤st**	Cv	**st≤st max**	cv
b (cm)	100								
h (cm)	10								
St=(cm)	25								

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\,\text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15.f_{c28}, 4\,\text{MPa}\right] = 3{,}75\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : RPA.99 version 2003 :

►► [Art 6.2.3] ◄◄

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.755 = 1.12\,\text{KN}$$

$F_p = 1.12\,\text{KN} < T = 1.5\,\text{KN}$ ……(condition vérifier)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

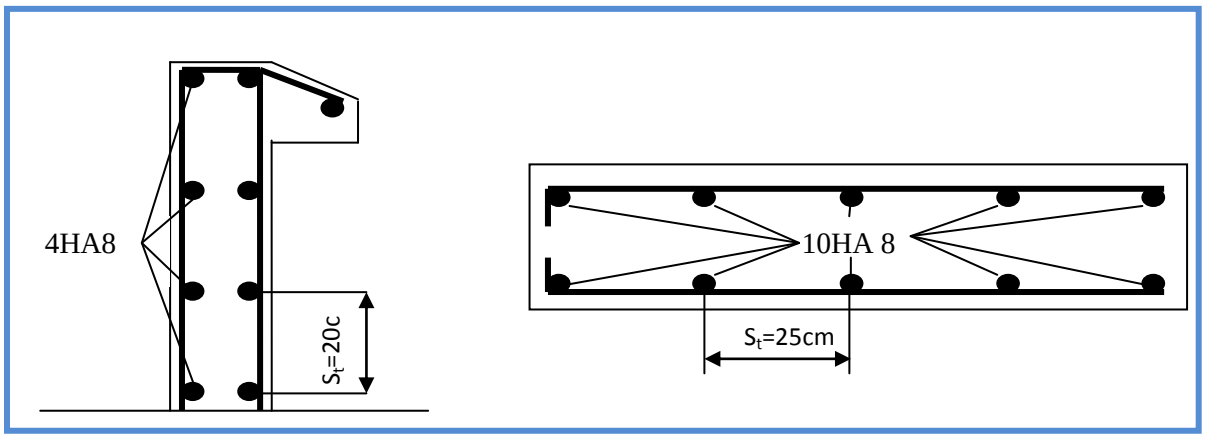


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.4. Plancher à corps creux :

III 4-1 introductions :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm 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 (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles

III.4.2. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe =520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

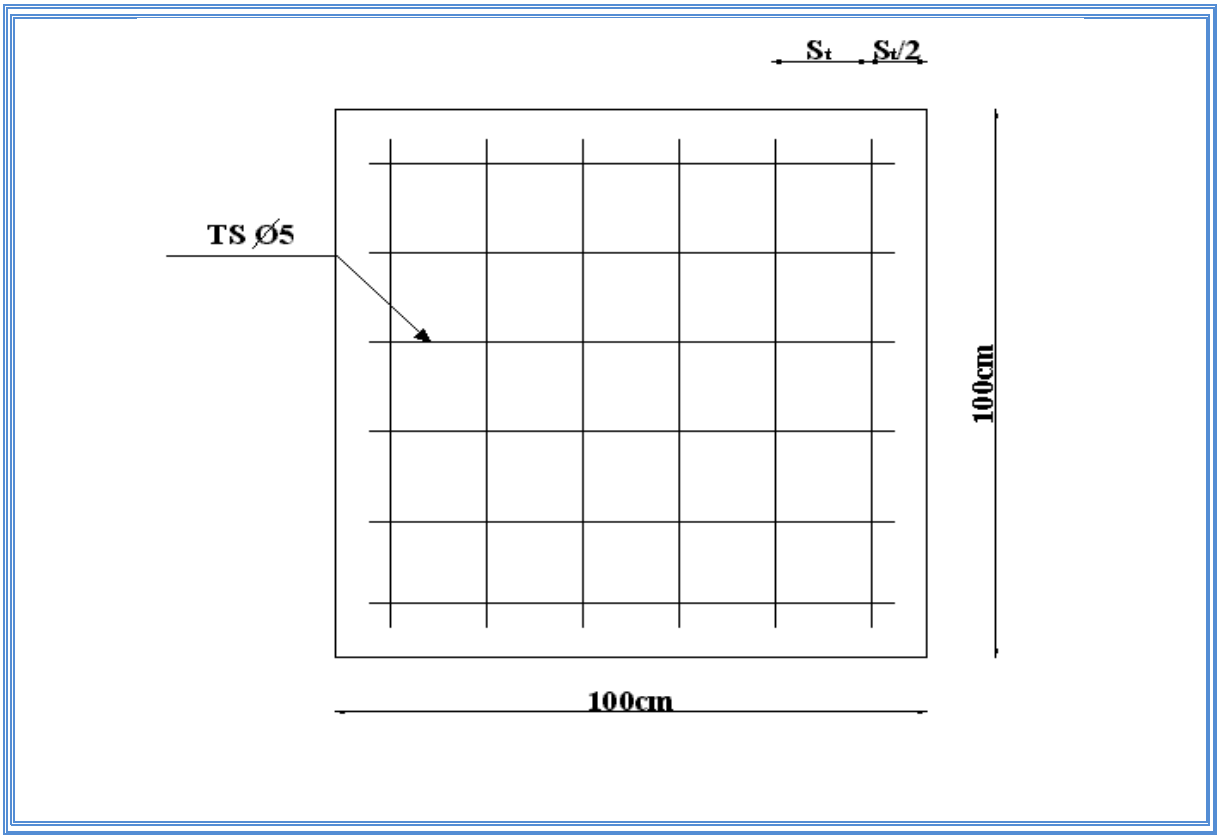


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.4.3.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 à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

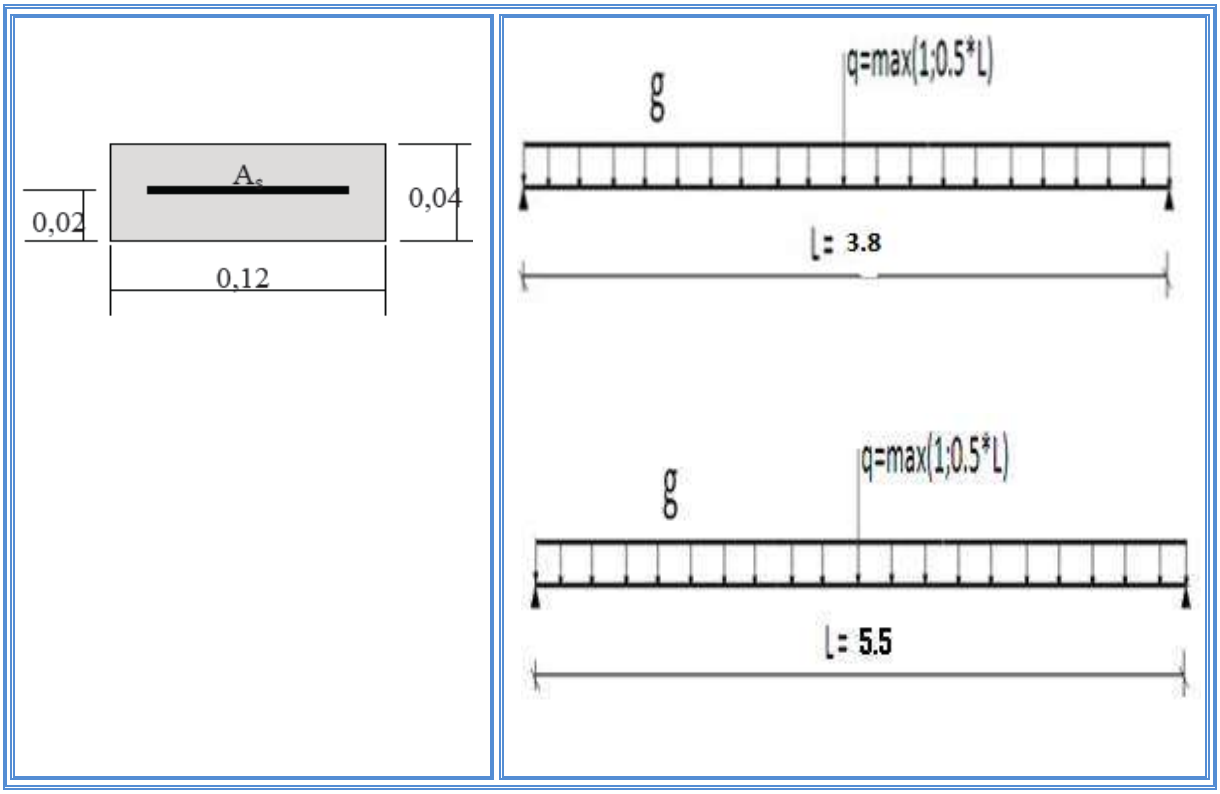


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau 3-5: les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
3.8	1.9	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-6 : Calcul des moments

MG (KN,m)	MQ (KN,m)	MU (KN,m)
$\frac{GL^2}{8}$	$\frac{QL}{4}$	1.35MG+1.5MQ

$$\mu = \frac{M\text{u}}{\bar{\sigma}\text{b} * b * d^2}$$

Cette valeur de μ=6.73 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 déterminé de façon à éliminer le risque de déf

Tableau 3-7 : Détermination le nombre des étaiements avant le coulage

N° Etais	L (m)	G KN	Q KN	MG (KN,m)	MQ KN,m	MU (KN,m)	U	U max	Vérif.
0	3,8	0,77	1,9	1,39	1,81	4,58	6,73	0,392	CNV
1	1,9	0,77	1	0,35	0,48	1,18	0,770	0,392	CNV
2	1,27	0,77	1	0,15	0,32	0,68	0,446	0,392	CNV
3	0,95	0,77	1	0,09	0,24	0,47	0,309	0,392	CV

On place 3 étaiements à une distance L=0.95 m.

III.4.3.b. Après coulage :

III.4.3.b.1: Détermination le nombre des étaiements âpres le coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{5*(1.35G)*l^4}{384*E*I} + \frac{2.05*(1.5Q)*l^3}{48*E*I}$ pour la poutre continue

- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau 3-8 : Détermination le nombre des étaiements après le coulage

N° Etais	G (KN)	Q (KN)	fc28	E i (MPA)	L (mm)	I (mm⁴)	Fmax (cm)	[F] cm	F<[F]
0	1.82	0.65	25	32164.1951	3800	640000	27.61	0.76	cnv
1	1.82	0.65	25	32164.1951	1900	640000	1.95	0.38	cnv
2	1.82	0.65	25	32164.1951	1266.67	640000	0.43	0.25	cnv
3	1.82	0.65	25	32164.1951	950	640000	0.15	0.19	cv

On place 3 étaiements à une distance L=0.95 m.

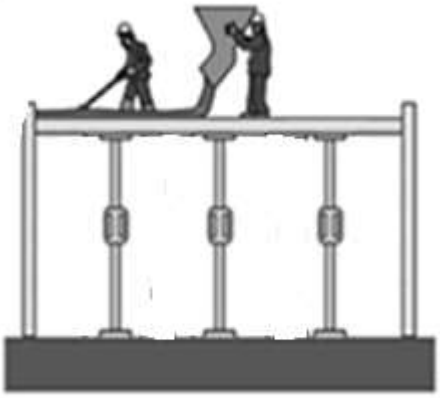


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

III.4.3.b.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)	
Terrasse	6.6*0.65=4.29	1*0.65=0.65	6.76	4.94	
Plancher courant	6 *0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.73	4.84	
Plancher RDC	6 *0.65=3.9	2.5*0.65=1.625	**7.7**	**5.53**	**Max**

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.
2 types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 1 seule travée.
- Poutrelle à 2 travées.

III.4.3.b.3.Méthode de calcule

III-4-3.b.3.a Méthode forfaitaire

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valables que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

- **Domaine d'application :**

Compte tenu compte de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travées. Cette méthode **forfaitaire** s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes, c'est-à-dire ceux dans lesquels les charges d'exploitations et les charges permanentes sont :

$q \leq 2.g$ ou $q \leq 5$ KN/m^2.

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les déférents travées en continuité.

2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

3- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

4- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq$ 5kN/m^2.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée libre que la travée étudiée et soumise aux mêmes charges).

M_w, Me respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t le moment maximale dans la travée étudiée.

α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs de M_t, M_W et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux contions suivantes

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\left[(1+0{,}3\alpha);\ 1{,}05M_0\right]$
2. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée intermédiaire.*
3. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée de rive.*
4. $M_e \geq 0{,}60\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}60\, M_0$ *sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}50\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}50\, M_0$ *sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}40\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}40\, M_0$ *sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées*

de part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

- **L'effort tranchant :**

$$T_W = \frac{pl}{2} + \frac{M_W - M_e}{L}$$
$$T_e = -\frac{pl}{2} + \frac{M_W - M_e}{L}$$

III-4-3.b.3.b Méthode de CACUOT :

Si Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau 3-10 : méthode cacuot

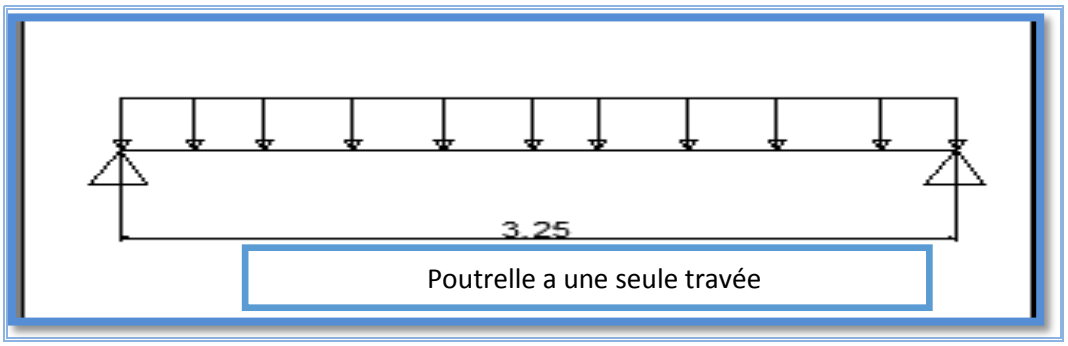
Moment isostatique Mo		$ql^2/8$
Moment en travée Mt		$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.15M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l_w'^3+q_e l_e'^3)/(8.5(l_w'+l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	Te	$(ql/2)-(M_e-M_w/l)$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.4.3.b.4.Sollicitations de calcul :

- **Poutrelle à une seule travée**



- **Méthode de calcul :**

Tableau 3-11 : condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**Pu (KN/ml)**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**Ps(KN/ml)**	5,53

$Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

- **L'ELU**

Tableau 3-12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

Travée	Pu	α= Q/ (Q+G)	L (m)	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	7,70	0,29	3,25	10,17	9,03	2,03	2,03	12,52	12,52	12,52

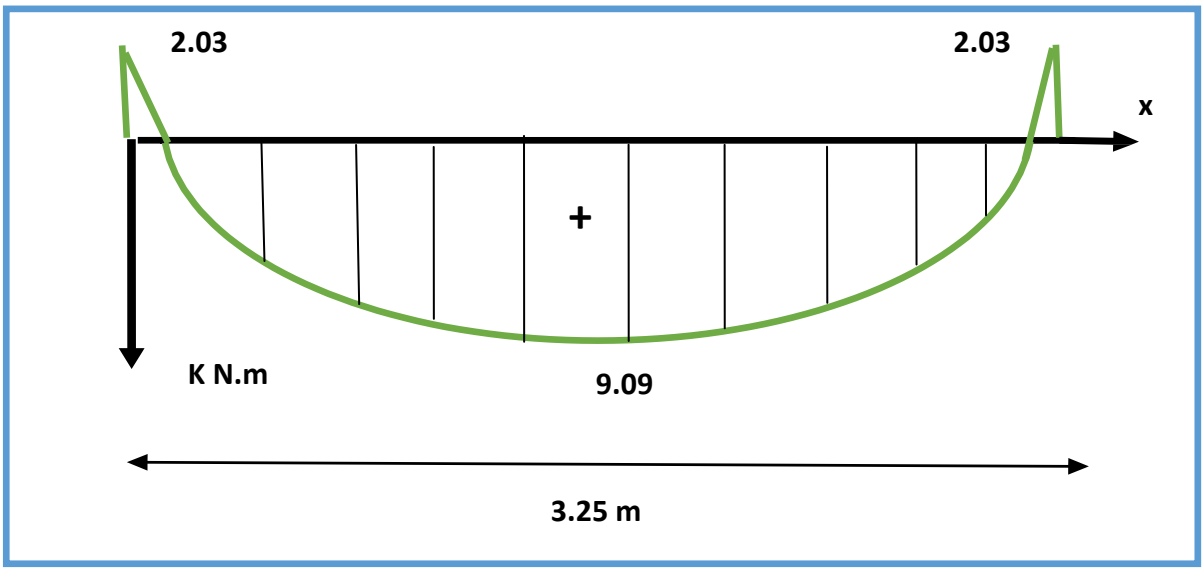


Figure 3-7 diagrammes des momon fléchissant à (ELU)

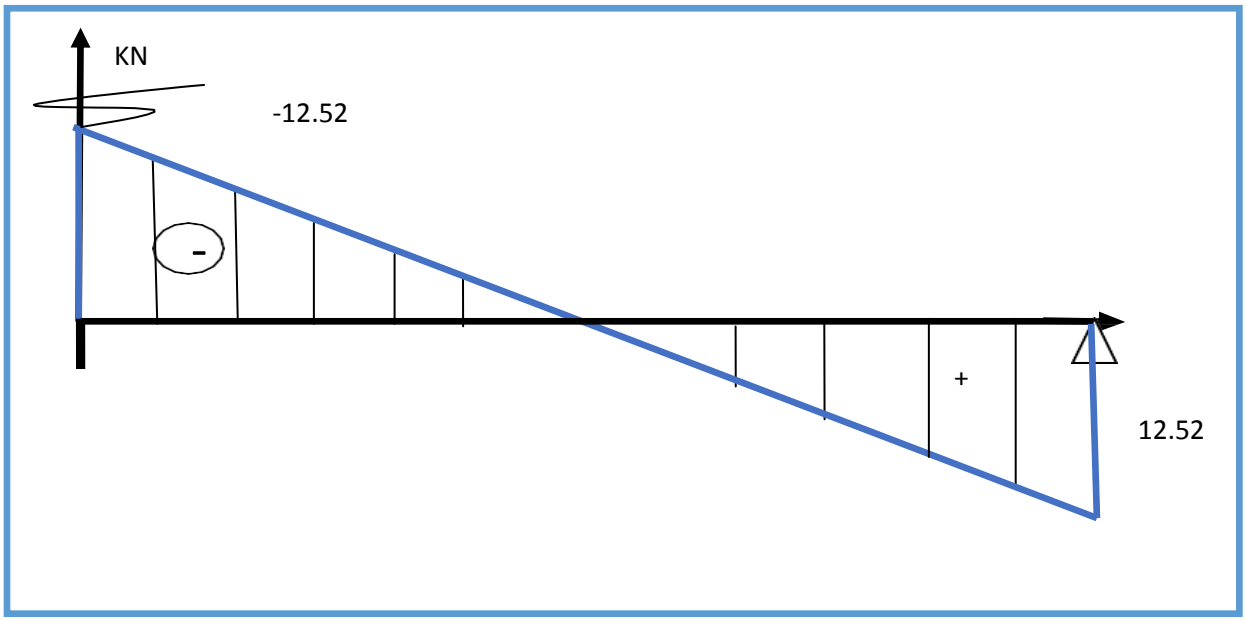


Figure 3-8 diagramme des efforts tranchant a (ELU)

➢ **L'ELS :**

Tableau 3-13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

Travée	Ps	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5,53	3,25	7,29	6,48	1,46	1,46

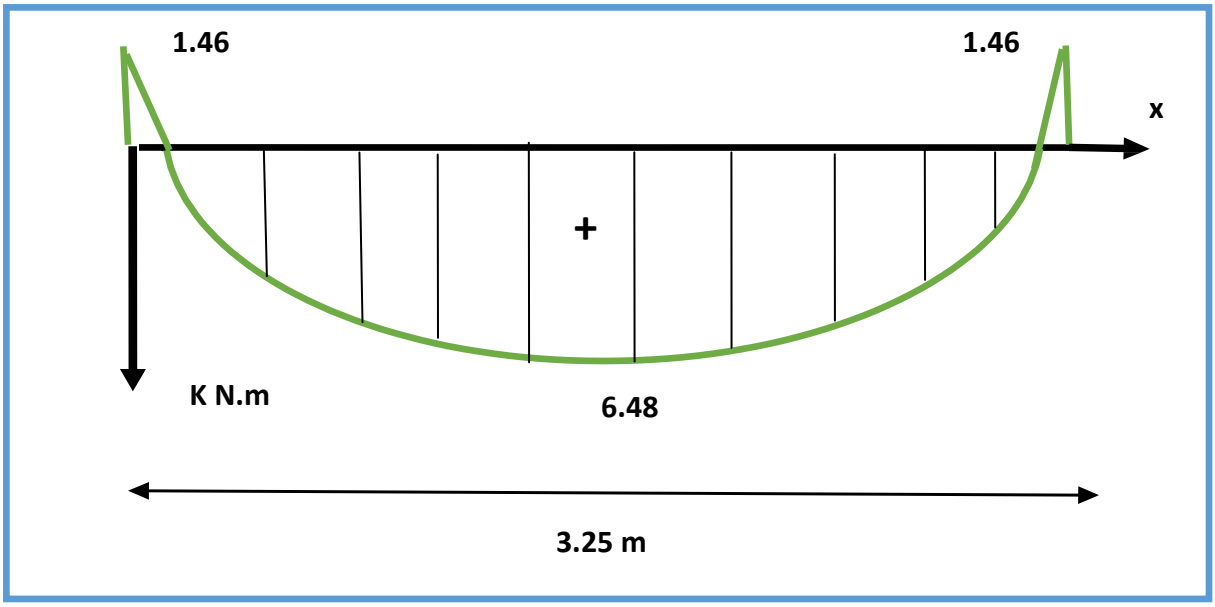


Figure 3-9. Diagramme des moments fléchissant a (ELS)

➢ **Poutrelle à 2 travées type01**

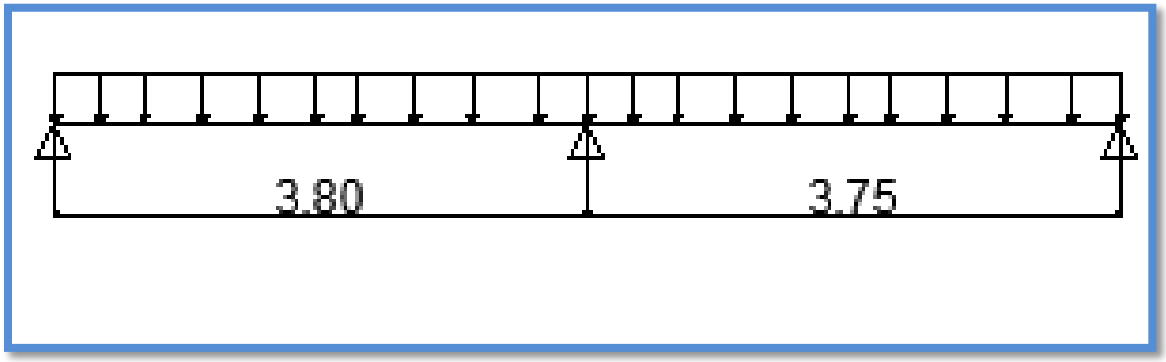


Figure 3-10. Poutrelle à 2 travées type 1

❖ **Méthode de calcul :**

Tableau 3.14 : condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**Pu**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**Ps**	5,53
Li m	3,8	**Li/Li+1**	1,013	**0.8< L_i / L_{i+1}**	cv
Li+1 m	3,75	**Li/Li+1**	1,013	**Li / Li+1 <1.25**	cv

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25

Et $Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	**Pu KN/ml**	**α= Q/(Q+G)**	**L (m)**	**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	7,70	0,29	3,8	13,90	9,57	2,78	8,34	14,63	13,17	16,10
B-C	7,70	0,29	3,75	13,54	9,32	8,12	2,71	14,44	15,89	13,00

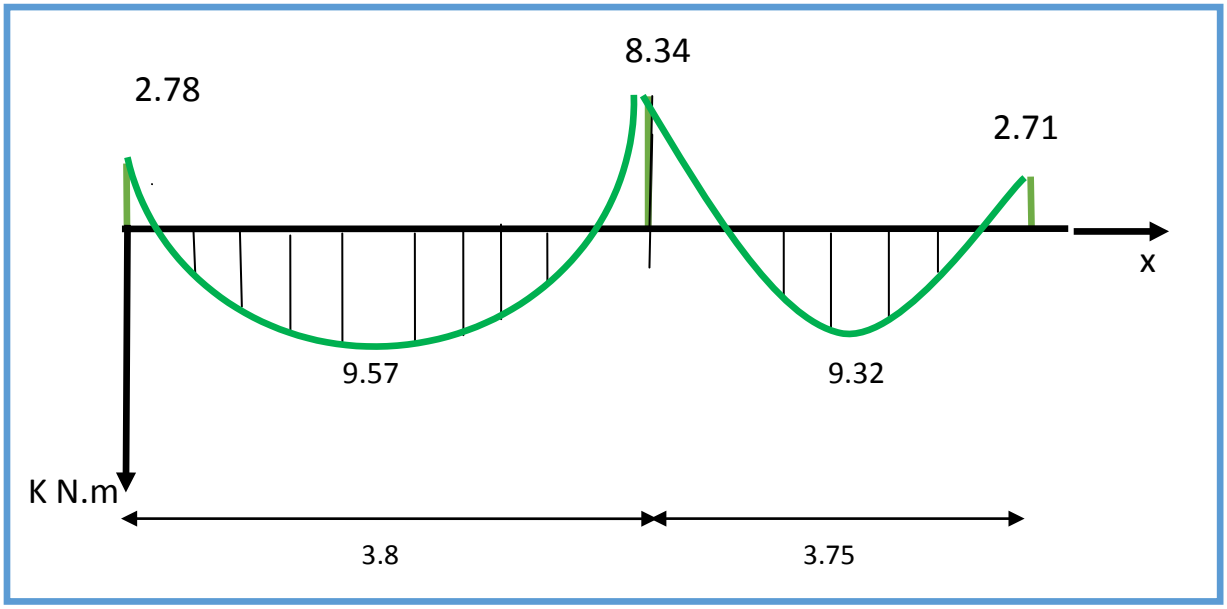


Figure 3-11.diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

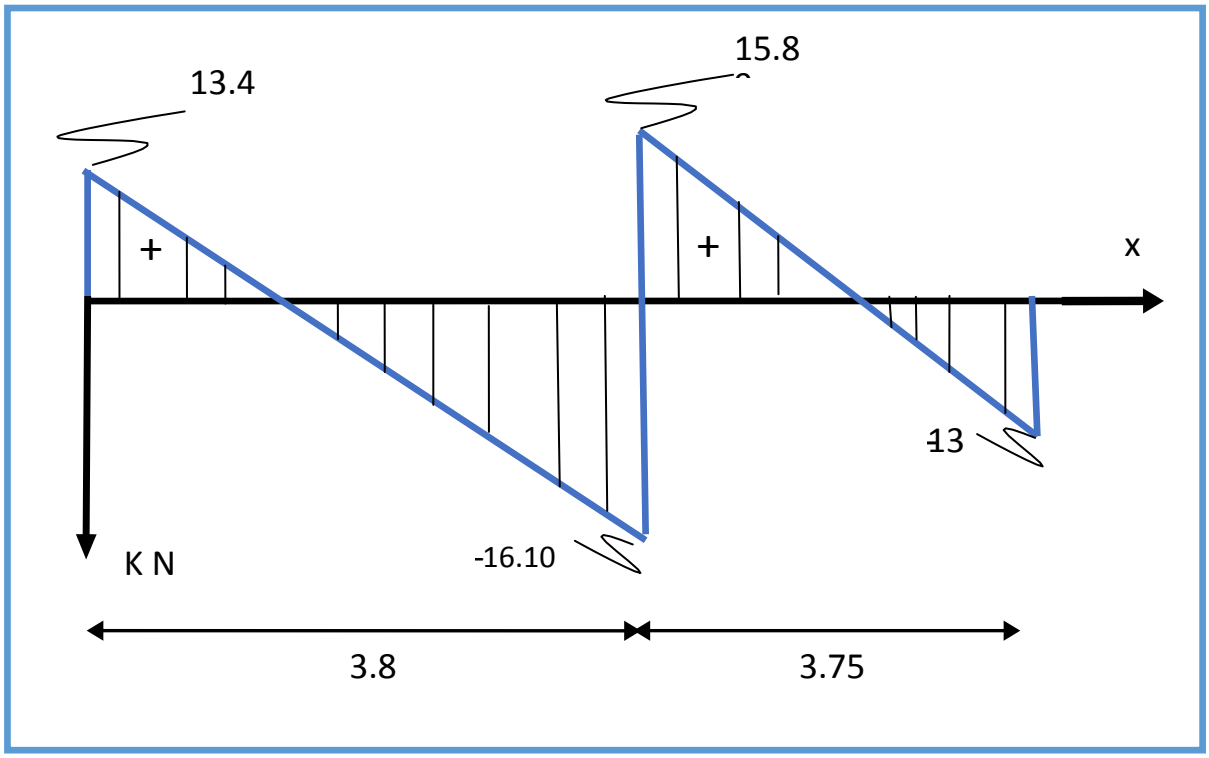


Figure 3-12 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Tableau 3-16 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ElS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.53	3.80	9.97	6.86	1.99	5.98
B-C	5.53	3.75	9.71	6.68	5.83	1.94

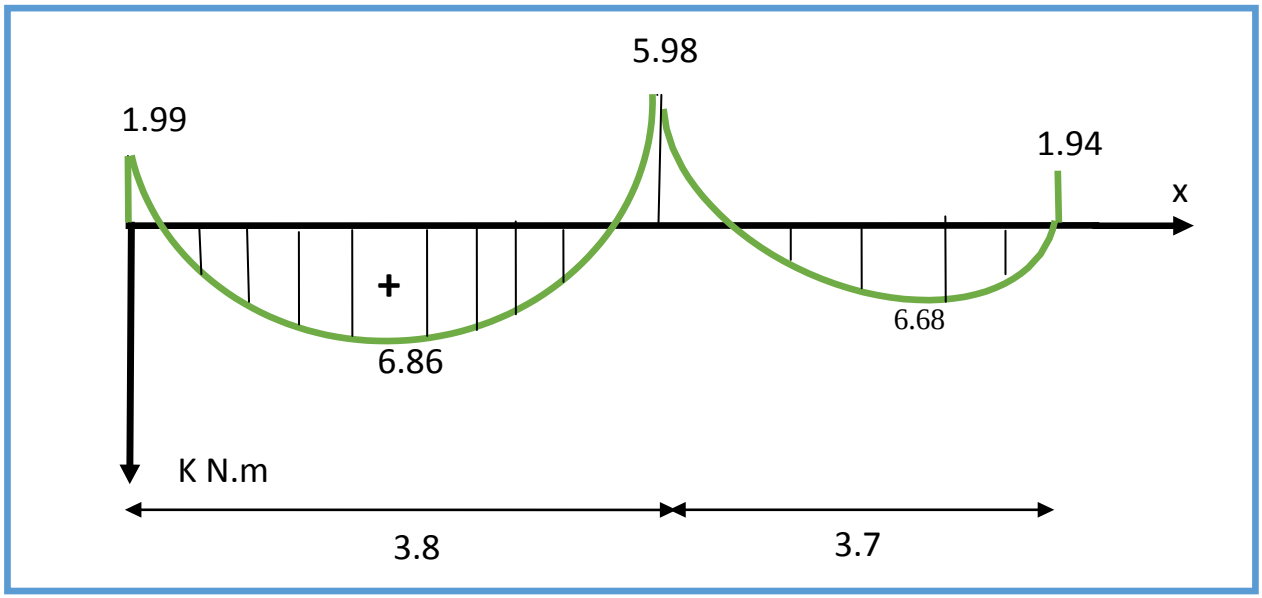


Figure 3-13 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

- **Poutrelle à 2 travées type02**

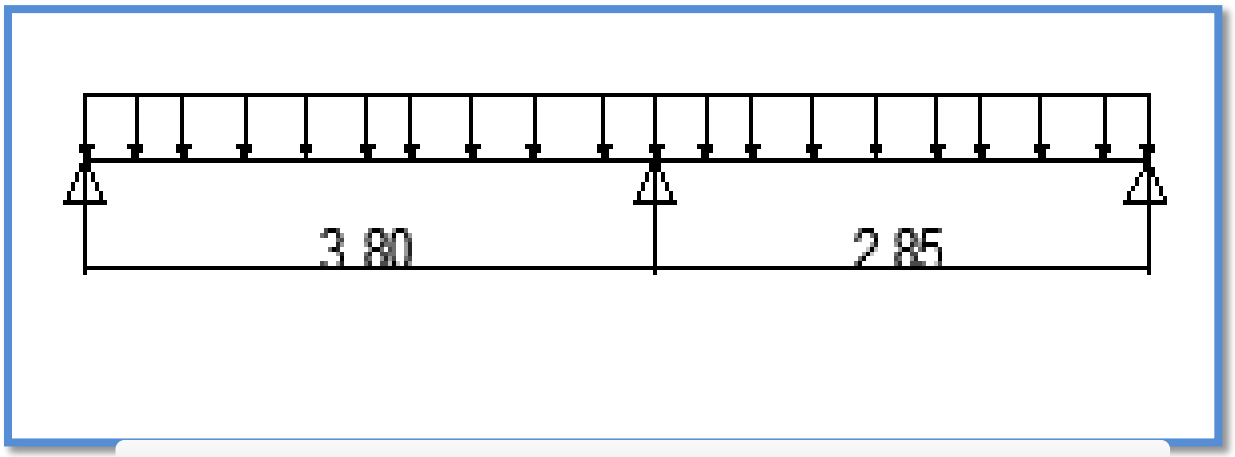


Figure 3-14 poutrelles à 2 travées type 2

❖ **Méthode de calcul :**

Tableau 3-17 : condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**qu (KN)**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**qser (KN)**	5,53
Li m	3,75	**Li/Li+1**	1,32	**0.8< L_i / L_{i+1}**	cv
Li+1 m	2,85	**Li/Li+1**	1,32	**Li / Li+1 <1.25**	cnv

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25

Et $Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire n'est applicable. en utilise la méthode Caquot

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-18: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	7,70	3,75	3,75	13,54	2,71	10,42	6,98	12,39	-16,50
BC	7,70	2,85	2,85	7,82	10,42	1,56	1,83	14,08	-7,87

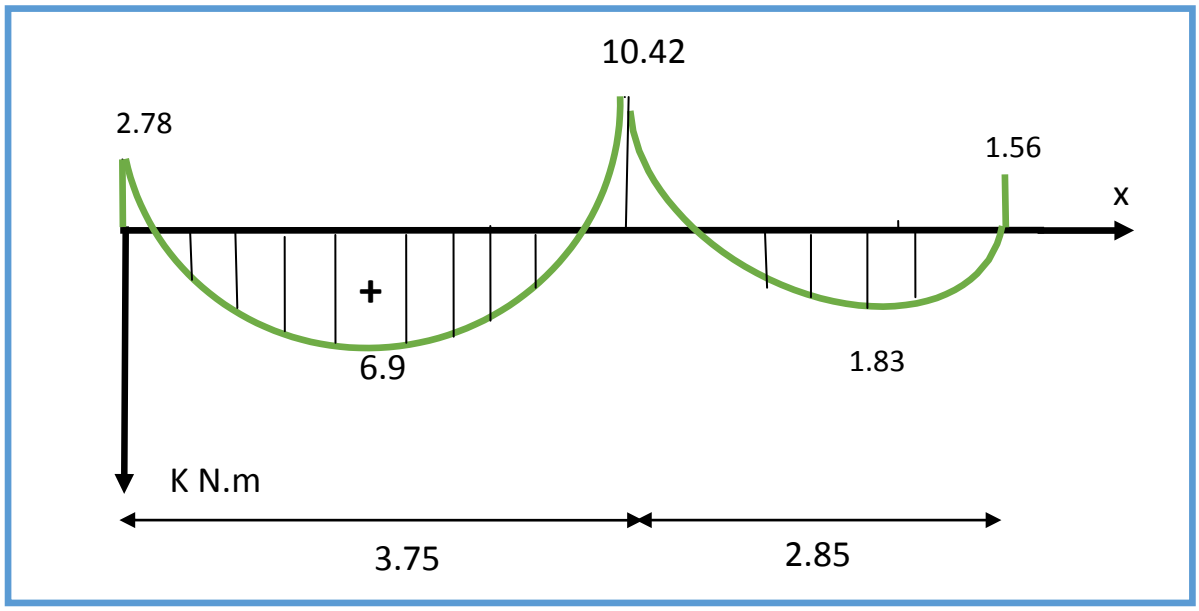


Figure 3-15diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

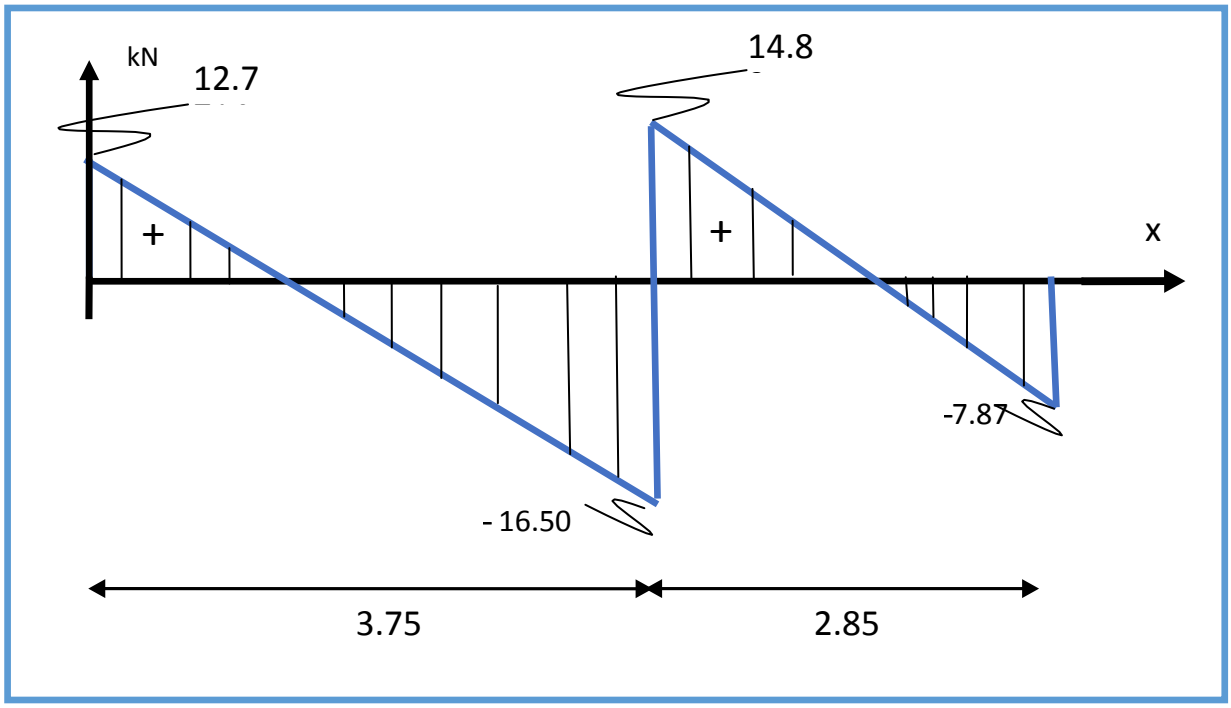


Figure 3-16 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées

Tableau 3-19: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

travées	q ser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	5,53	3,75	3,75	9,71	1,94	7,47	5,00
BC	5,53	2,85	2,85	5,61	7,47	1,12	1,31

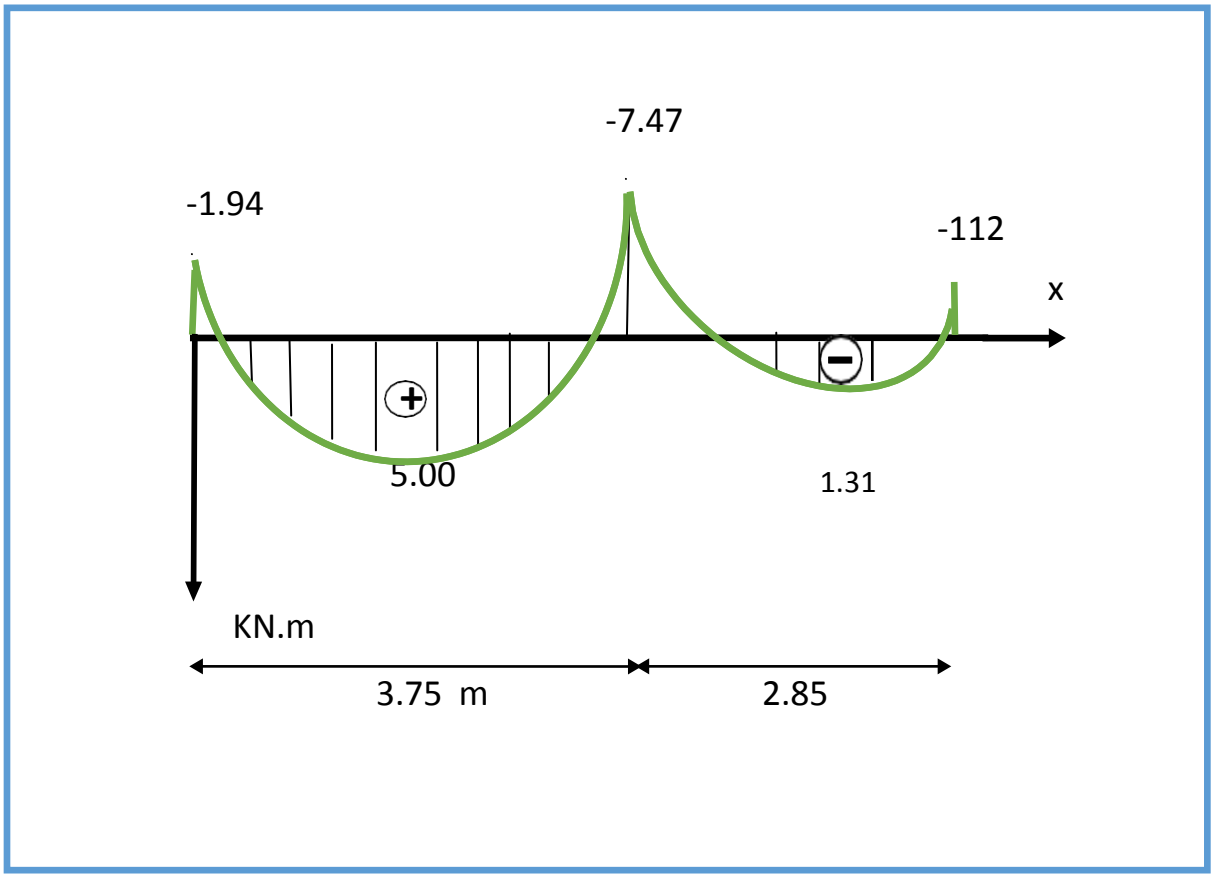


Figure 3-17 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

III.4.3.b.5 les chois de l'effort maximal :

Tableau 3-20 : les chois de l'effort maximal

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	9.57	10.42	16.10
E.L.S	6.86	5.98	

III.4.3.b.6. Calcul du ferraillage :

- **E.L.U :**

1. **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

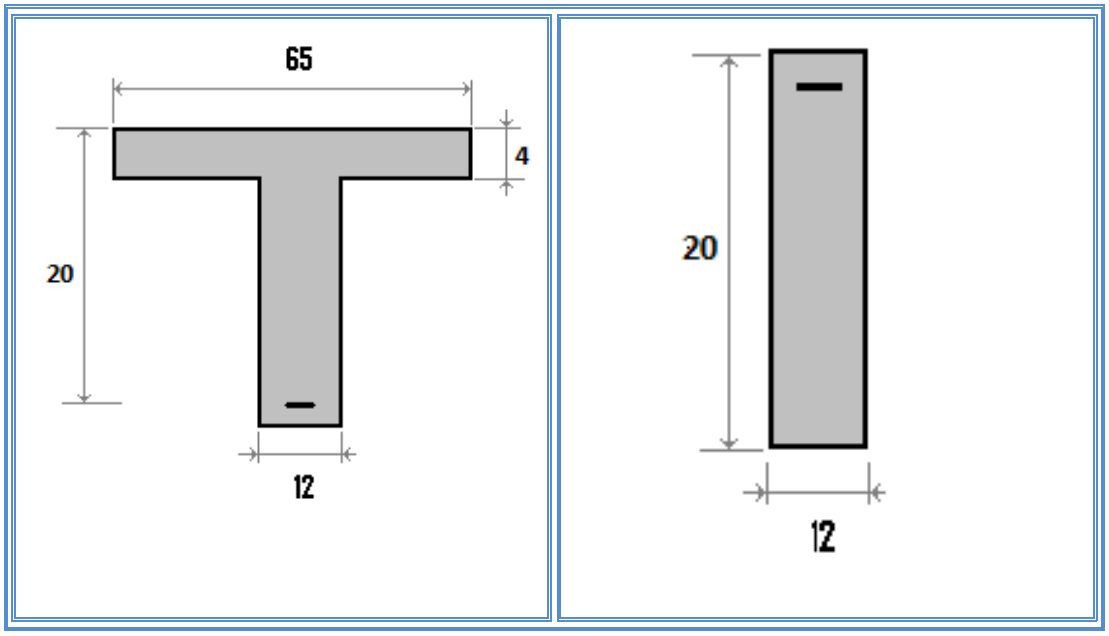


Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La

fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau 3-21 : calcule des armatures a E.L.U

		En travée :	En appui :
ELU	Mu	9,57	10.42
	M0=σb,b,h0,(d-h0/2)	59,072	
	M0≥Mu	cv section rectangulaire	
	u	0,032	0,151
	ul	0,392	0,392
	u<ul	oui	oui
	ß	0,984	0,917
	A' cm²	0	0
	A cm²	1,55	1,45
	A choisir	3HA10	1HA10+1HA12
	A choisir	3,39	3,08
	Amin =B/1000	1,3	0,24
	A Choi>Amin	cv	cv

❖ **E.L.S :**

Tableau 3-22 :verification des armatures a E.L.S

		En travée :	En appui :
ELS	Au cm²	3,39	3,08
	Mser kN ,m	6,86	5,98
	Sxx'	-126,8	
	Sxx'>0	c.n.v	
	Y cm	4,61	8,54
	I xx cm4	15481,610	11602,213
	K1	0,044	0,052
	σb Mpa	2,044	4,402
	[σb] Mpa	15	15
	σb<[σb]	cv	cv
	Aser=Au	3,39	3,08
	A final	3,39	3,08

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau 3-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=1HA12+1 HA10

Pour les appuis des poutrelles en utilisent les barres de HA 10 et HA 12; et deux autres barres sera comme un ferraillage de dalle de compression.

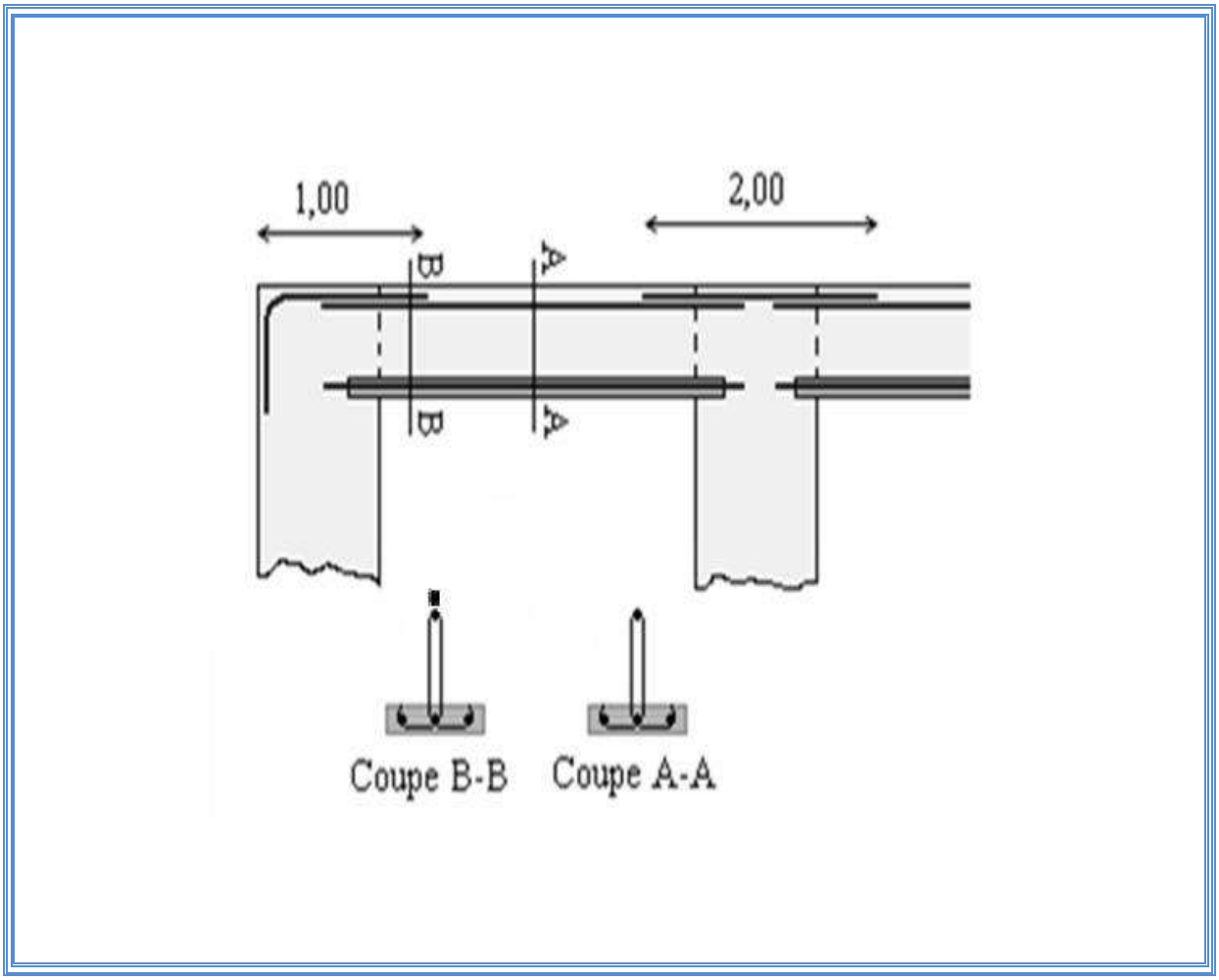


Figure 3-19 : Disposition constructive des armatures

2. Armatures transversales :

III.4.3.b.7. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{Tu}{b * d} = \frac{16.10 * 10^3}{120 * 180} = 0.74MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

Tableau 3-24 : Vérification de contrainte de cisaillement

Vérification de contrainte de cisaillement							
T max (kN)	16,10	τu MPa	0,75	τu barre Mpa	3,33	τu<τu barre	cv
b0 (mm)	120						
d (mm)	180						
fc28	25						
8b	1,5						

3. escapement S_t:

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16.2;40 cm) [CBA 93]

Donc: S_t=15 cm;

Tableau 3-25 Vérification d'Espacement S_t:

Espacement S_t:					
d (cm)	18	St cm ≤0,9*d ,40 cm	16,2	St choisir (cm)	15
40 (cm)	40cm				

❖ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;10;12\}\ (\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm

Tableau 3-26 Diamètre des armatures transversales f_t:

Diamètre des armatures transversales f_t					
h (mm)	200	Øt≤min(h/35,b0/10,ØL)	6,71	Øt choisir	6
b0 (mm)	120				
ØL mm	12				

$\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ **=28.27 mm²**

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t=a_t . n_t$=0.56 cm²

At. Choi= 2 HA 6 =0.56 cm²

Tableau 3-27: calcule d'armature transversale

armature transversales	
at π*Ø^2/4 mm²	28,26
at cm²	0,28
At=nt*at cm²	0,56
At. Choi mm²	56

❖ **Vérifications nécessaires selon l'article de [CBA93]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150} = 1.24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

Tableau 3-28. Vérifications nécessaires d'armature transversale

Vérifications nécessaires			
At choi mm²	56	At*fe/b0*St ≥0,4	cv
fe Mpa	400		
b0 (mm)	120		
st (mm)	150		

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.00067 \ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales.

III.4.3.b.8. Etat limite de déformation :

- **. 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 :

Tableau 3-29: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Vérification préliminaires des flèches					
h CM	20	**h/L**	0,057	**h/L≥ Mtser/ (15, M0ser)**	cv
L cm	350				
Mt ser	6,86	**Mt/(15,M0)**	0,046		
M0 ser	9,97				
A travée final	3,39	**A/ (b0, d)**	0,016	**A/ (b0,d) <=3,6/fe**	cnv
b0 cm	12				
d cm	18				
fe	400	**3,6/fe**	0,009		

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

M_{ser} = 6.86 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{65.18} = 0.016.$$

ρ = 1.6 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.856$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 131.40 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.016} = 2.62$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.05$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75{,}25}{4 \cdot 0{,}016.131{,}40 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.64$$

- **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.44 cm$$

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

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 21799.83\ cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 8916.34 cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 14309.73 cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.39 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{6.86 \times 3.50^2}{10.(32164.2x8916.34.62)} \Rightarrow f_i = 2.93mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.86 \times 3.50^2}{10(10721.39x14309.73)} \Rightarrow f_v = 5.48mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 5.48 - 2.93 = 2.55$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 7$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 2.55$ mm $< f_{Limite} = 7$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré-dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau 3-30 : calcule et vérifications de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß$_1$**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
6,86	3,39	7,44	0,02	0,86	131,40	0,64	2,62	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21799,83	8916,34	14309,73	3,50	2,93	5,48	2,55	7,00	**cv**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

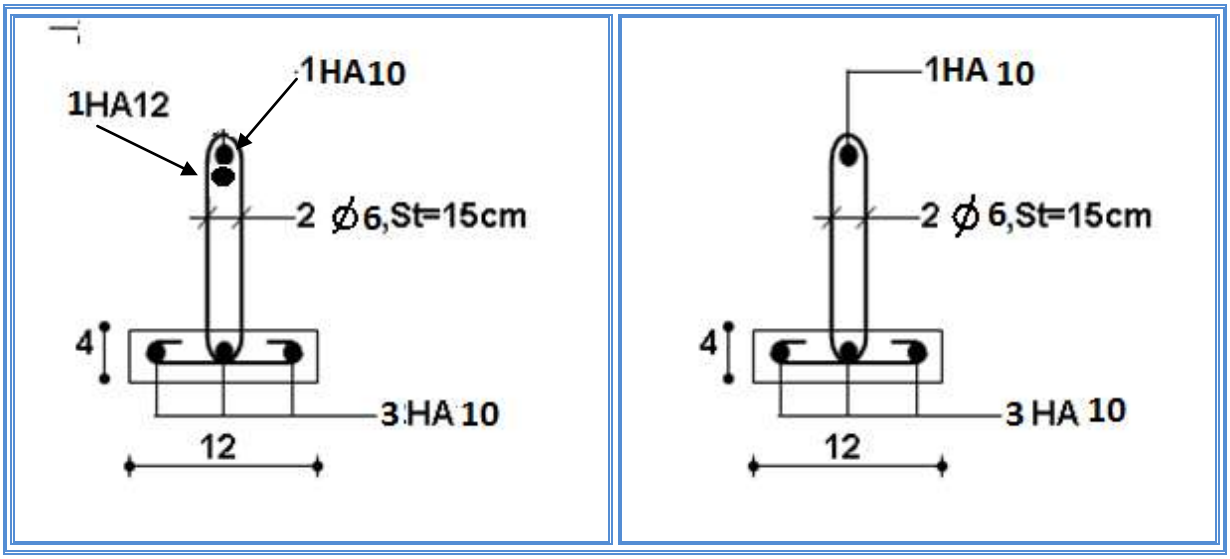


Figure 3-20: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.5. CALCUL DES DALLES PLEINES :

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 02 types de dalle pleine de formes régulière :

Type 01: dalle pleine de forme triangulaire

Type 02: dalle pleine de forme rectangulaire

III.5.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.3. 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.

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

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

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.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.5.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation :

III.5.4.1 charge permanant pour les deux types :

Tableau 3-31 : Evaluation des charges permanant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		TOTAL	5.61

III.5.4.2 Surcharges d'exploitation :

Type 01 : Q = 2.5 KN/m² (les bureaux)

Type 02: Q = 3.5 KN/m² (balcon)

III.5.5. Position des lignes de rupture:

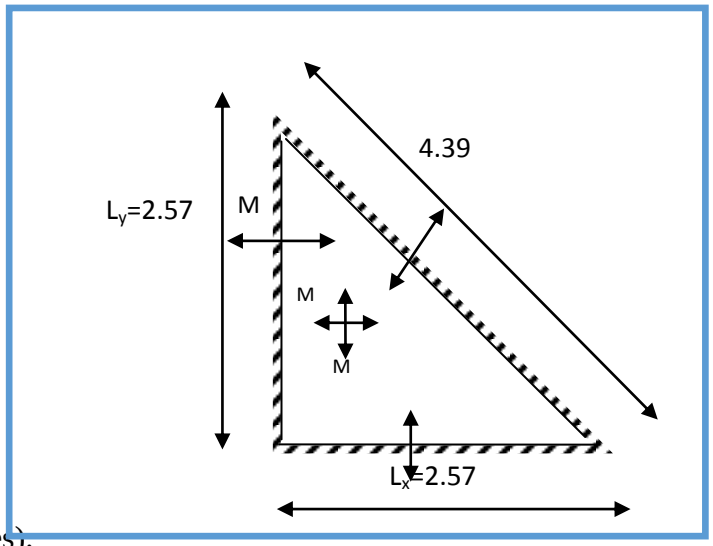


Fig.3.21- La dalle pleine triangulaire

❖ **1er type : Dalle triangulaire :**

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

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

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

- **Travail externe:**

$$\sum T_{ext} = T_{ext(1)} + 2\,T_{ext}(2) = P_u \cdot \frac{Ly.L_x}{6} \cdot \frac{f}{3}.y$$

- **Travail interne:**

$$T_{int}(1) = \frac{2.L_x M \cdot f}{y}$$

$T_{int}(2)=M.f.(0.75.Lx.(Ly-y)+0.925.Lx/(Ly-y))$

$$\sum T_{int} = T_{int}1 + 2.T_{nt}2$$

$$\sum T_{int} = M \cdot f \cdot \left(1.5.Lx.(Ly-y) + 1.85.\frac{Lx}{(Ly-y)}\right).$$

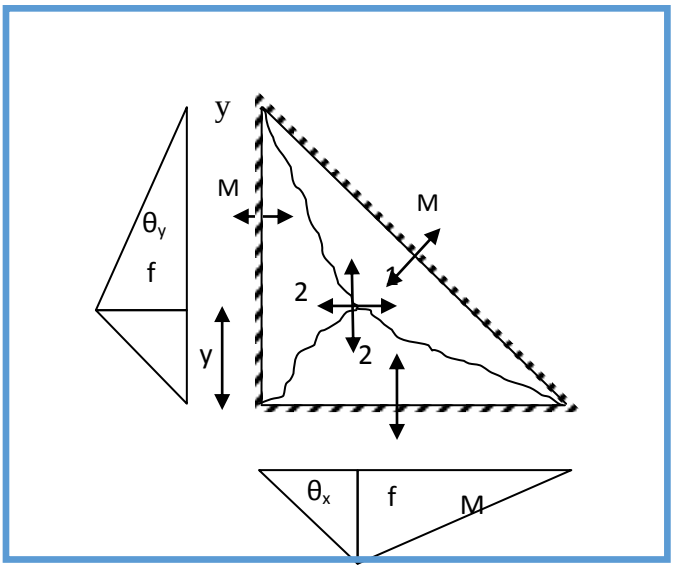


Fig. 3.22.Efforts et déplacements des zones rigides0.1.

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; où : L_x =4.39 m

L_y = 1.4 m.

On obtient: $$M_u = \frac{Pu}{6}\left[\frac{Ly.Lx}{1.5Lx..(Ly-y)+1.85.\frac{Lx}{(Ly-y)}}\right]$$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0.0.63 \Rightarrow Mu = 0.17Pu$; Donc: **M_u = =1.92kN.m**

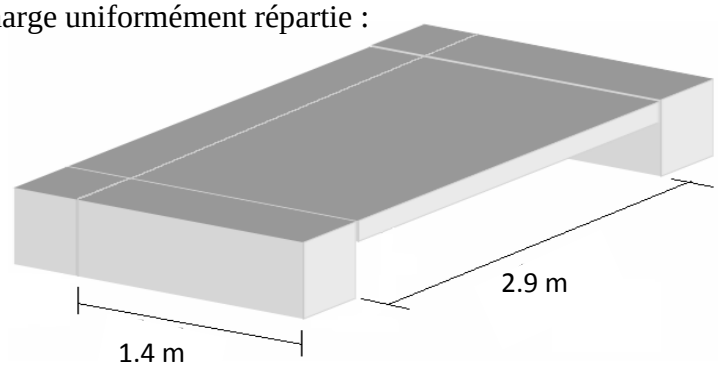
et Mser=0.17*Pser=1.38KN.m

Avec: P_u=1.35(5.61)+1.50(2.5)=**11.32kN**

Pser=G+Q=5.61+2.5=8.11KN

- **2eme type : Dalle rectangulaire**

Ce type de planchers se trouve au niveau des balcons d'étage courant, nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle appuyée sur 3 cotes et soumise à une charge uniformément répartie :



Surcharges d'exploitation :

Q =2.5 KN/m^2

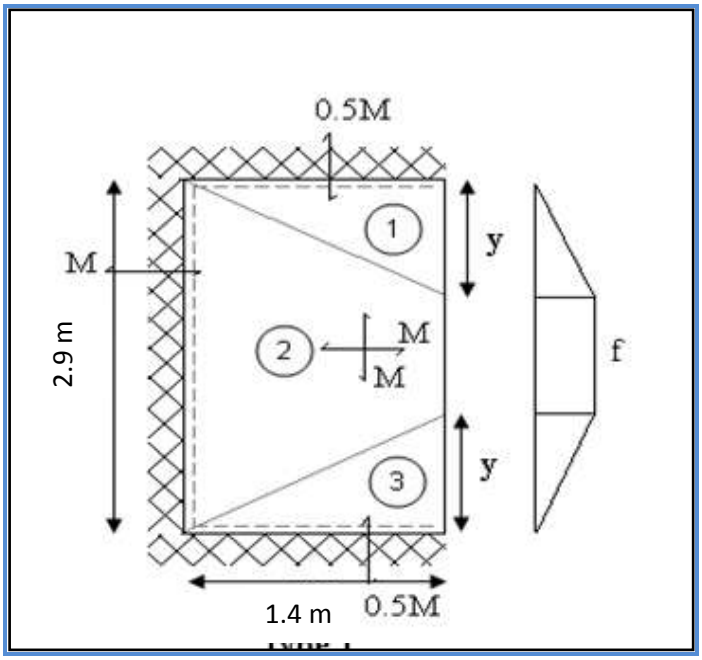


Figure 3-23 : Efforts et déplacements des zones rigides.02

Avec ; L1=Ly= 2.9 m

L2=Lx=1.4 m

- **Travail externe :**

Tableau 3-32 : travail externe pour une charge q_u

éléments	Aire de chargement (s)	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	L2* y/2	f/3	qu, f, L2, y/6
2	L2* y	f/3	qu,f,L2,y/3
	(L1-2*y)*L2	f/2	qu,f (L1-2y),L2/2
3	L2* y/2	f/3	qu*f*L2*y/6
		∑	f. q_u. (L1, L2/2-L2,y/3)

- **Travail interne :**

Tableau 3-33 : travail interne pour une charge q_u

éléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	0,5,L2.M.f/y
2	+	M	2y	f/L2	2.M.y.f/L2
	-	M	L1	f/L2	.M.y.f,L1/L2
3	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	L2.M.f/y
				∑	M.f.(3,L2/y +(2+L1)/L2),y

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne

$\Longrightarrow$ M = qu*(Lx*Ly/2-Ly*y/3)/(3*Ly/y+((2+Lx)/Ly)*y)

y doit être : 0 < y <1,4 m

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0{,}85\,m$ Le schéma de premier type c'est le plus juste que le deuxième.

Donc :

$M_u = 0.21 q_u$
$M_{ser} = 0{,}21.q_{ser}$

q_u = 1,35(5.61)+1,5(3.5) = 12.82 KN→ M_u = 2.65 KN.m

q_{ser} = 8,52+1 = 9.11 KN→ M_{ser} = 1,88 KN.m

- **En travée :**

$M_{u\,t}$ = 2.65 KN.m

$M_{ser\,t}$ = 1,88 KN.m

- **Aux appuis :**

$M_{u\,a}$ = 0,5x2.65 = 1.32KN.m

$M_{ser\,a}$ = 0,5x1.88= 0,94KN.

Tableau 3-44 : le chois de l'effort maximale pour les deux types

	Moment en travée (KN.m)	**Moment à l'appui (KN.m)**	**L'effort tranchant max (KN)**
E.L.U	2.65	1.32	8.98
E.L.S	1.88	0.94	

III.5.6Ferraillage :

III.5.6.a. Les armatures longitudinale et faire la vérification a ELS:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b =100cm, h =15 cm ; c =2cm, $\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 348\,\text{MPa}$.

Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS **:**

Tableau 3-35: Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS

ELU	**σb Mpa**	**σs Mpa**	**u**	**u1**	**u<u1**	**ß**	**A cm²**	**A choisir cm²**	**Amin CBA93**	**A> A_{min}**
	14.2	348	0.0119	0.392	A'=0	0.94	0.64	5HA10 3.92	1.5	cv
ELS	**Y1 cm**	**IG cm4**	**K1 N/mm3**	**σb (Mpa)**	**σs (Mpa)**	**σb adm Mpa**	**σs Mpa**	**σs<σs adm**	**σb ≤σb adm**	
	3.29	6174.70	0.03	1	42.05	15.	201.63	cv	cv	

III.5.6.b. Les armatures de répartition :

Tableau 3-36 : Les armatures de répartition

Armatures de répartitions	
Al cm²	3.92
Arep ≥A/4	0.98
A rep choisie cm²	5HA10=3,92

III.5.7. Condition d'espacement :

- **Pour les armatures longitudinales**

$$S_{Tl} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm[CBA93]$$

L'espacement réel $= \dfrac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 33cm$ **c'est vérifie**

- **Pour les armatures de répartition**

$$S_{Trep} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 45cm \end{cases} = 45cm$$

L'espacement réel $= \dfrac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 45cm$ **c'est vérifie**

III.5.8. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16MPa$

$V_u = \dfrac{q_u \cdot L_x}{2} = (12.82 \text{ x } 1.4)/2 \Longrightarrow V_u = 8.97 \text{ kN}$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0{,}07 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0{,}07MPa \le \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **c'est vérifie.**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.5.9. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau 3-37 : Vérification préliminaire de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	**Mt/ (20, M0)**	**h/L>Mt/20,M0**	**A/b,d**	**2/fe**	**A/b,d≤2/fe**
0.107	0.042	Oui	0.0031	0.005	Oui

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

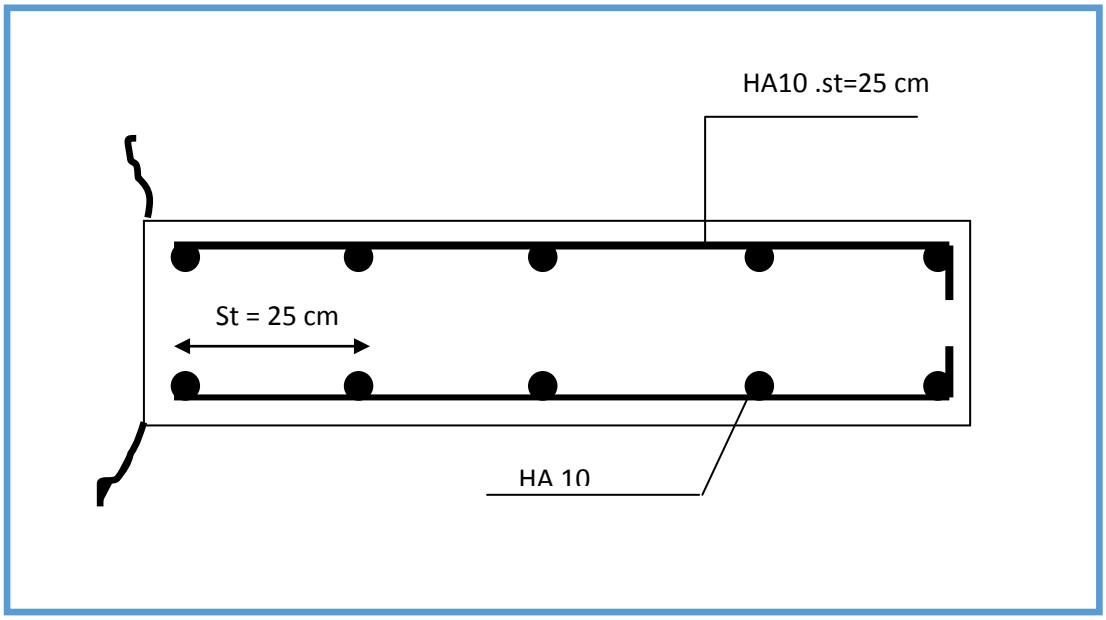


Figure. 3-24 : ferraillage de la dalle pleine

III.6. les escaliers :

III.6.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier

sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.6.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

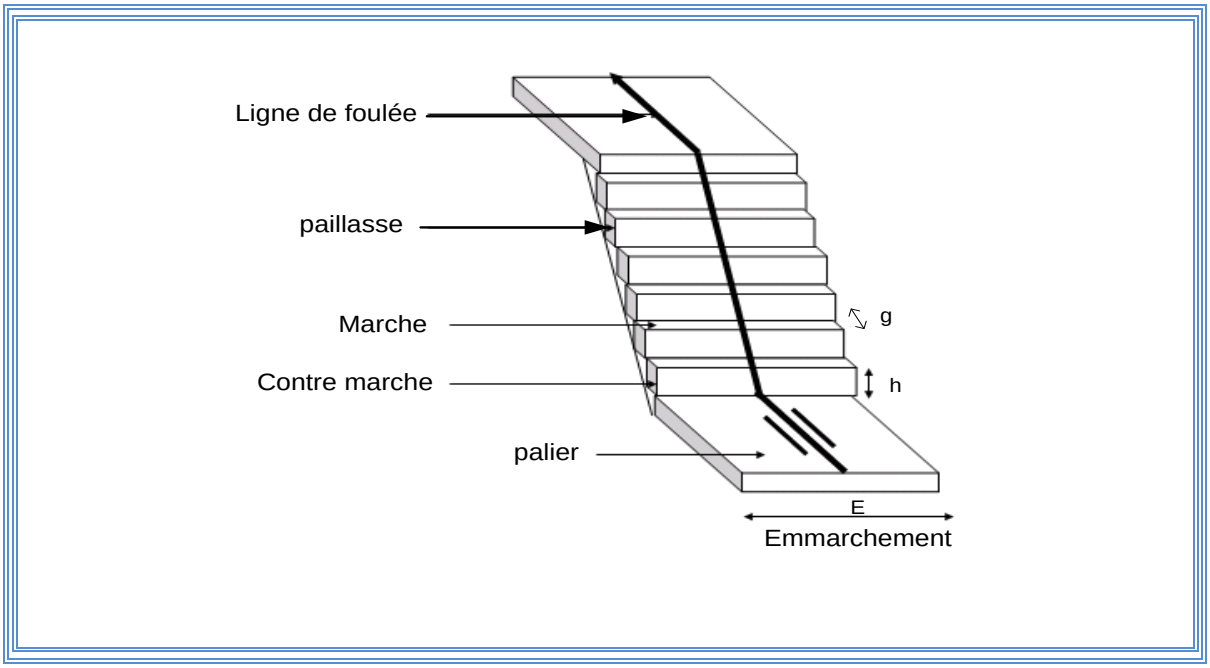


Figure 3-25 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.6.3. Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.7m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

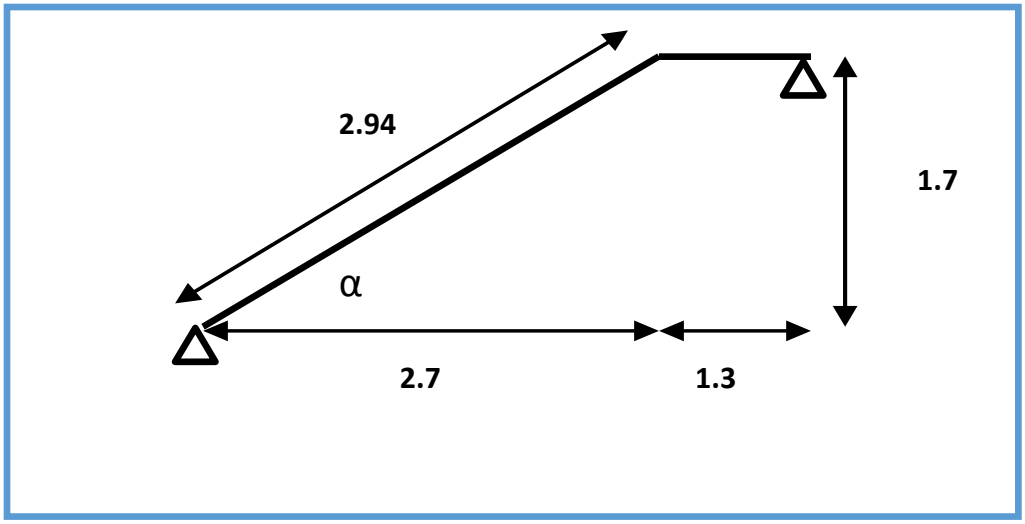


Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

Tg α = H / L = 1.7/2.4 = 0.71

Donc : α =35.31°

$L_0 = \sqrt{1.7^2 + 2.4^2} = 2.94m$

l =2.94+1.3 =4.24m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 12.12 \le e \le 14.14$$

Selon le critère d'isolation acoustique e≥ *15* On adopte: e = 15cm

III.6.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.6.4.A. Charges permanentes :

Tableau 3-38 : G du palier de repos de l'escalier

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Poids propre de palier**	0,15	25	3,75
2	**carrelage**	0,02	22	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,49

Tableau 3-39: G de la paillasse de l'escalier

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	e/cos (α)	25	4,59
2	Poids propre de la marche	h/2	25	2,125
3	carrelage	0,02	22	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,4
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	**8,46**

III.6.4.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.6.5. Détermination des efforts :

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

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

Tableau 3-40 : Détermination des efforts de l'escalier

Détermination des efforts				
	G (kN/m2)	**Q (kN/m2)**	**Pu (kN/ml)**	**Pser (kN/ml)**
pallier	5,49	2,5	11,16	7,99
palliasse	8,46	2,5	15,17	10,96

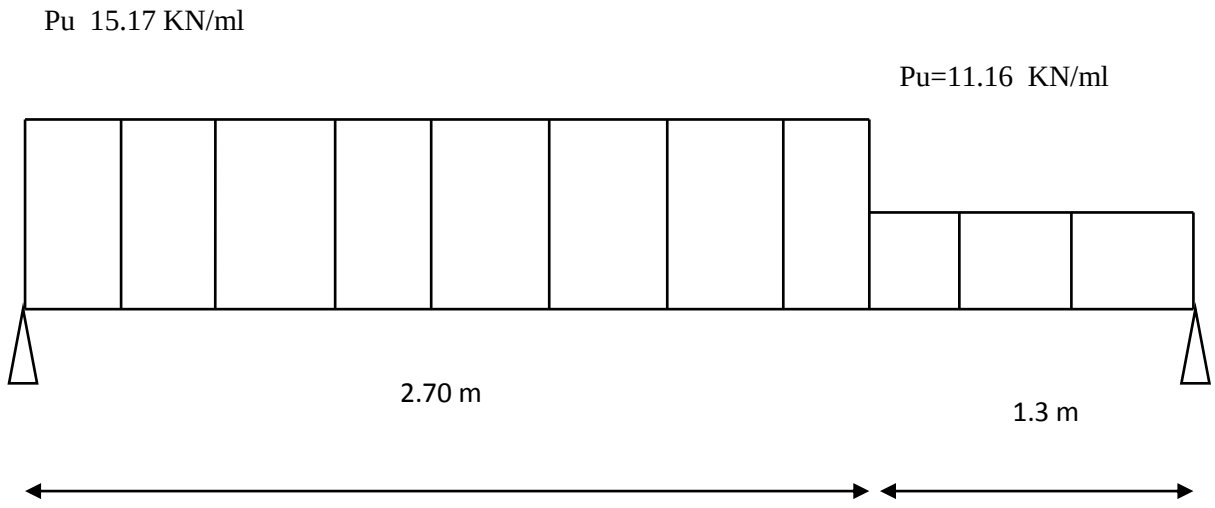


Figure 3-27 : Schéma statique

Tableau 3-41 : calcule des sollicitations d'escalier

ELU	**L voliez (m)**	2,7	ELS	**L voliez (m)**	2,7
	L palier (m)	1,3		**L palier(m)**	1,3
	RA (KN)	25,98		**RA (KN)**	18,69
	RB (KN)	29,49		**RB (KN)**	21,29
	V max(KN)	29,49		**V max (KN)**	
	Mx (KN,m)	28,67		**Mx (KN,m)**	20,68
	Mt (KN,m)	24,37		**Mt (KN,m)**	17,58
	Ma (KN,m)	14,34		**Ma (KN,m)**	10,34

III.6.6.Le chois de l'effort max :

Tableau 3-42 : le chois de l'effort max

état	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	24,37	14,34	29,49
E.L.S	17,58	10,34	

III.6.6.A. A l'E.L.U :

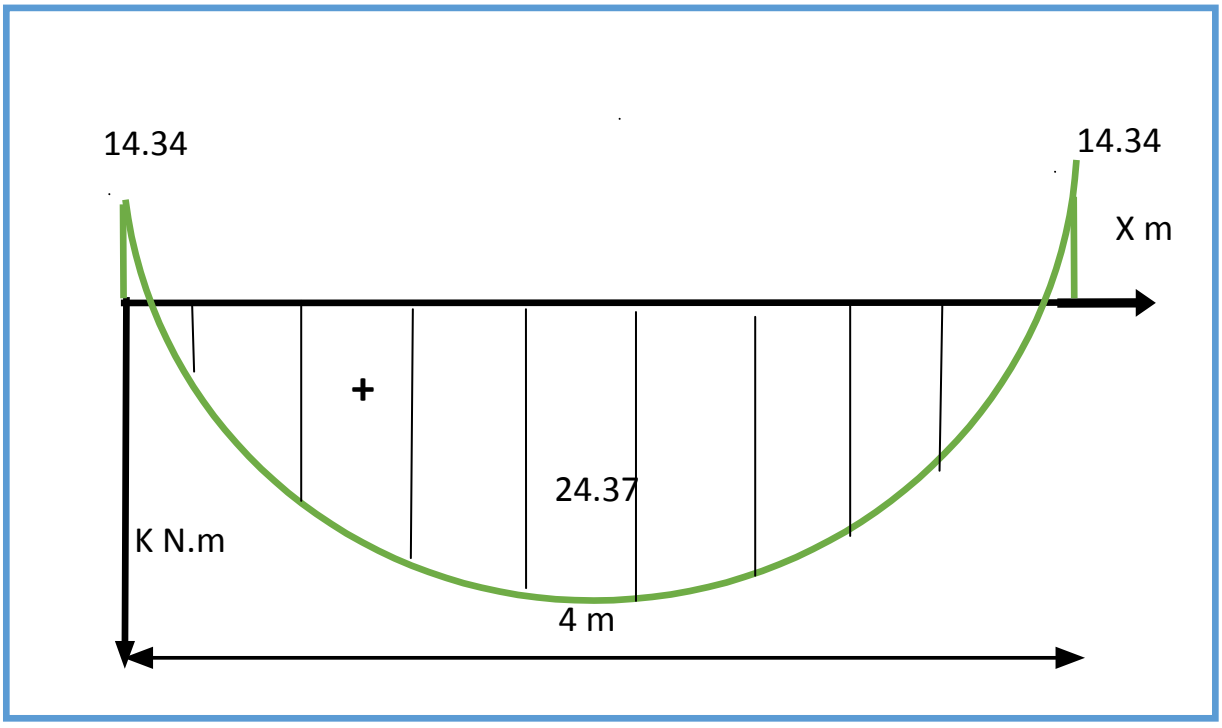


Figure 3-28: Schéma statique à l'E.L.U

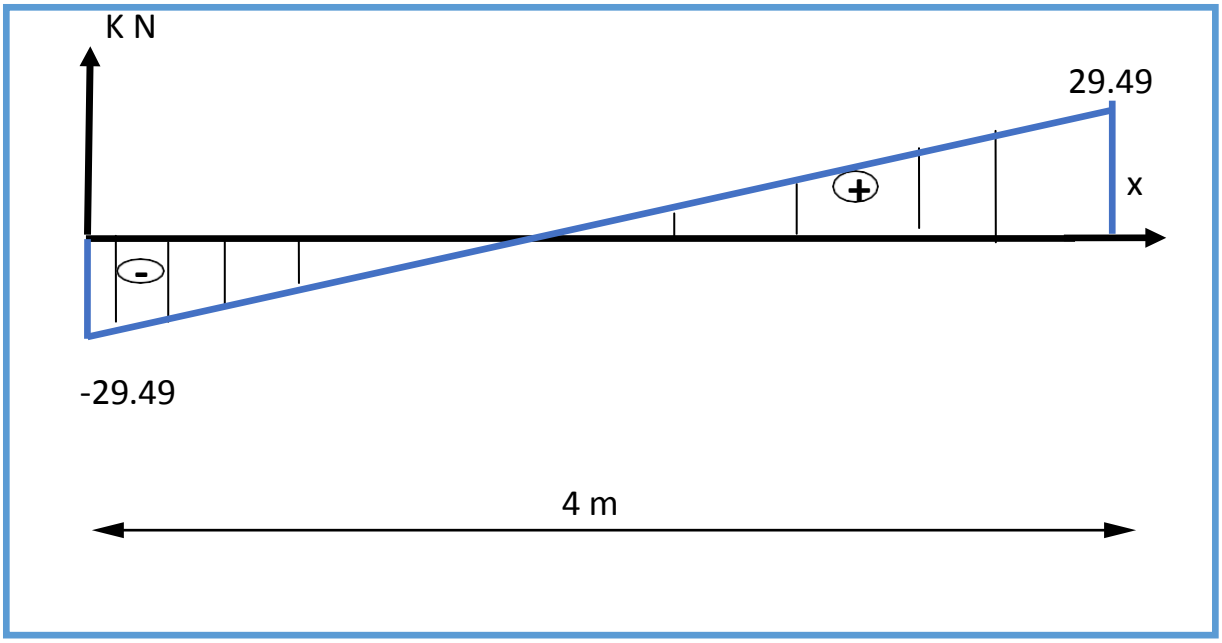


Figure 3-29 : Schéma statique à l'E.L.U

III.6.6.B. A l'E.L.S :

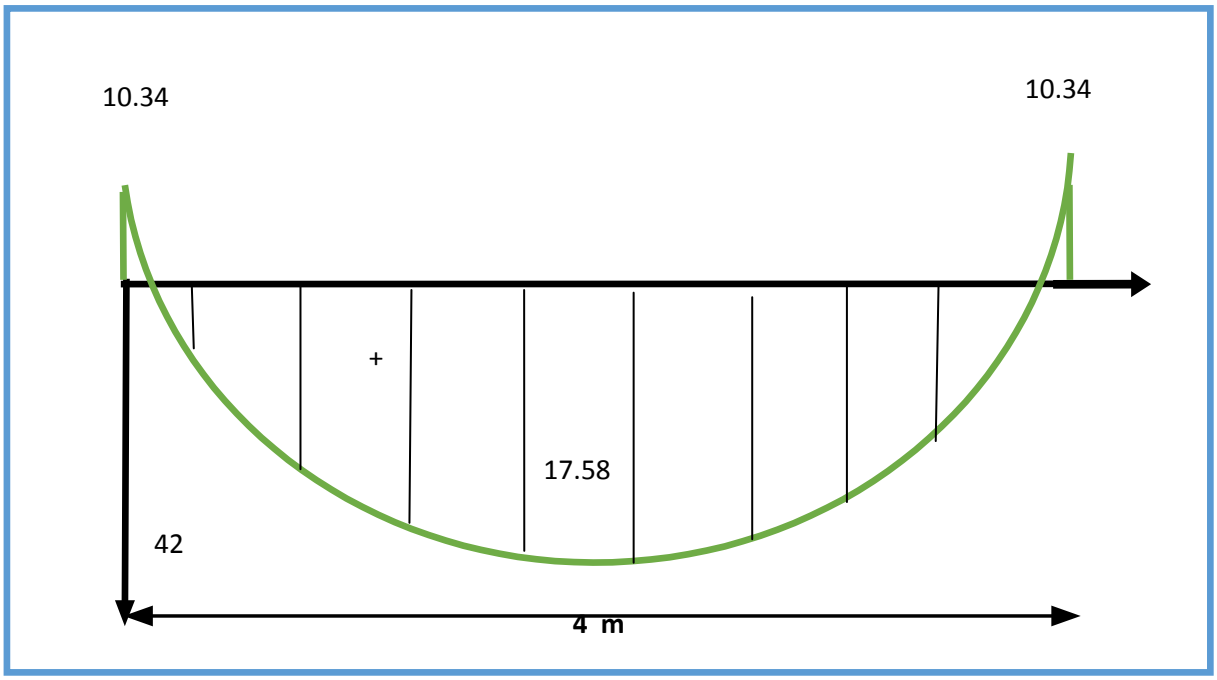


Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.S

III.6.7. Ferraillage des escaliers a ELU et vérifie à ELS :

Tableau 3-43 : les données

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

III.6.7.A Les armatures longitudinale :

❖ **.En travée :**

Tableau 3-44 Calcul des sections d'acier de l'escalier a ELU et vérifie a ELS

calcule de ferraillage En travée a ELU et vérifie a ELS					
ELU	**σb Mpa**	14,2	ELS	**Au cm²**	6,78
	σs Mpa	348		**Y1 cm**	4,13
	u	0,110		**IG cm4**	9472,95
	u1	0,392		**K1 N/mm3**	0,19
	u<u1	A'=0		**σb Mpa**	7,66
	ß	0,942		**σs Mpa**	233,09
	A cm²	5,95		**σb adm Mpa**	15,00
	A choisir cm²	6HA12		**σb ≤σb adm**	cv
	A choisir cm²	6,78			
	Amin=b*h/1000	1,5		**Af cm²**	6,78
	A> A_{min}	cv			

❖ **en appui :**

Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de l'escalier aux appuis a ELU et vérifie a ELS

calcule de ferraillage En appui a ELU et vérifie a ELS					
ELU	**σb Mpa**	14,2	ELS	**Au (cm²)**	6,78
	σs Mpa	348		**Y1 (cm)**	4,13
	u	0,065		**IG (cm^4)**	9472,95
	u1	0,392		**K1 (N/mm^3)**	0,11
	u<u1	A'=0		**σb (Mpa)**	4,51
	ß	0,966		**σs (Mpa**	137,11
	A cm²	3,41		**[σb] adm (Mpa**	15,00
	A choisir cm²	6HA12		**σb ≤σb adm**	cv
	A choisir cm²	6,78			
	Amin =b*h/1000	1,5		**Af cm²**	6,78
	A> A_{min}	cv			

III.6.7.B. Les armatures de répartition en travée :

Tableau 3-46 : Les armatures de répartition

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
Arep ≥A/4	1,695
Arep choisie cm²	5HA10=3,92
Qrep<Ql (mm)	10

III.6.7.C. Vérification de l'espacement en travée :

❖ **armature longitudinal**

Tableau 3-47: Vérification de l'espacement armature longitudinale

L'espacement des Armatures longitudinale:							
n de bar	6	St (cm)=b/(n-1)	20	st min≤st	cv	st≤st max	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max =Min(33cm;3h)	33				
Enrobage min (cm)	2,5						

❖ **Armatures de répartitions**

Tableau 3-48 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions

espacement des Armatures de répartitions					
nombre barre rep	5	st≥st min	cv	st≤st max	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max (cm)	33				
St min (cm)	2,5				

III.6.7.D. Les armatures de répartition aux appuis :

Tableau 3-49 : Les armatures de répartition aux appuis

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
A rep ≥A/4	1,695
A rep choisie (cm²)	5HA10=3,92
Q rep<Ql (mm)	10

III.6.7.E. Vérification de l'espacement aux appuis :

❖ **armature longitudinal**

Tableau 3-50 : Vérification de l'espacement armature longitudinale

L'espacement :							
n de bar	6	St cm=b/(n-1)	25	**st min ≤ st**	cv	**St ≤ st max**	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max= Min(33 cm;3h)	33				
St min (cm)	2,5						

❖ **Armatures de répartitions :**

Tableau 3-51 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions

espacement des Armatures de répartitions					
nombre barre rep	5	**St ≥ st min**	cv	**St ≤ st max**	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max cm	33				
enrobage min cm	2,5				

III.6.7.F. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{29.49\times10^3}{1000\times125} = 0.24\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 0.291\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (c.v)

III.6.8. Vérification de la flèche :

III.6.8.1 Vérification préliminaire de la flèche :

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

Tableau 3-52 : Vérification préliminaire de la flèche

Vérification des flèches					
L (cm)	400	h/L	0,0375	h/L>Mt/20,M0	cnv
h (cm)	15				
Mt ser (KN.m)	17,58	Mt/(20,M0)	0,0425		
Mx ser(KN.m)	20,68				
A (cm²)	6,78	A/b,d	0,0054	A/b,d≤2/fe	cnv
b (cm)	100				
d (cm)	12,5				
fe (Mpa)	400	2/fe	0,0050		

NB ; Donc la vérification de la flèche nécessaire.

III.6.8.2 Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$:

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{.....si} & L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \text{.....si} & L \ge 5m \end{cases}$$

❖ **pour les flèches aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1\dfrac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \dfrac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \dfrac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

❖ **pour les flèches aux charges de longues durées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \dfrac{1}{3} E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1\dfrac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

❖ **Détermination de l'axe neutre :**

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\dfrac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 8.26\,\mathrm{cm}$$

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

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^{24}$$

Tableau 3-53: Vérification de la flèche de l'escalier

L m	ß1	L cm	h cm	d cm	c cm	A travée	b cm	ftj Mpa
4,00	0,86	400	15	12,5	2,5	6,78	100	2,1
Mser	**y cm**	**i0 cm4**	**σs Mpa**	**ρ1**	**u**	**λi**	**λv**	**ifi cm4**
17,58	8,26	30826,64	241,21	0,01	0,50	3,87	1,55	11567,47
ifv (cm4)	**Ei (Mpa)**	**Ev (Mpa)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (cm)**	**Δf (mm)**	**f baar (mm)**	**Δf<f barr**
19129,97	32164,20	10721,40	7,56	13,71	0,62	6,15	8,0	cv

III.7. Calcul de poutre palière :

III.7.1introduction :

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

III.7.2Pre- dimensionnement :

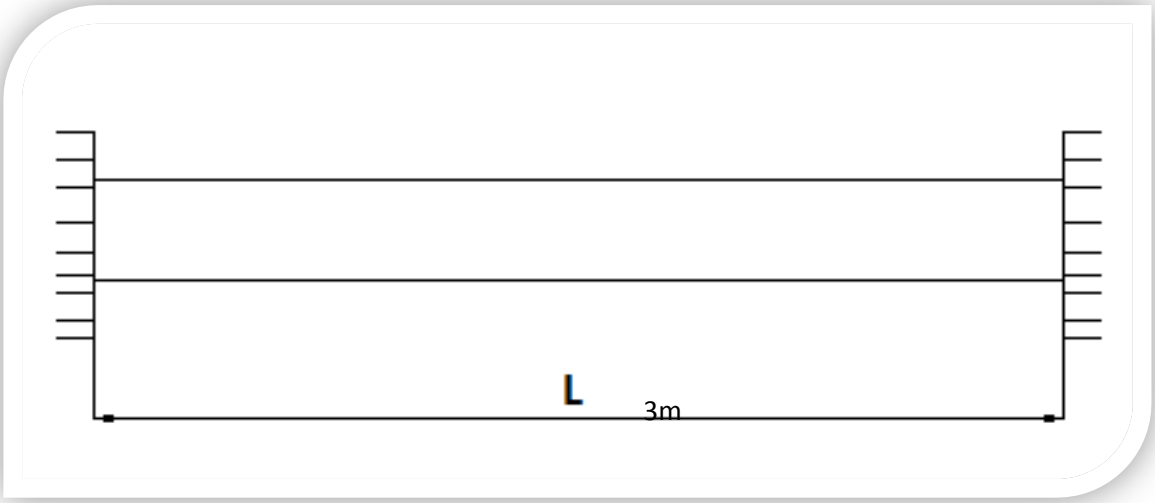


Figure 3-31: Dimensionnement de la poutre palière

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

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

- (porter max)/15 ≤ h ≤ (porter 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 ≤ 1.5+b

Tableau 3-54 : pré-dimensionnement de la poutre palière

	poutres palière		
Critère de résistance	L (m)=		3
	L/15=		0,2
	L/10=		0,3
	L/15≤h≤L/10		30
	0,3h≤b≤0,7h		30
Vérification selon le RPA 99	h≥30 cm		CV
	b≥20 cm		CV
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L	0,1	CV
Conclusion	**h cm**		30
	b cm		30

III.7.3Evaluation des charges :

Pp : Poids propre de la poutre :=ϑb*s (KN/m)

Ru Rs : Réaction d'escalier :(KN)

Poids du demi-mur Pm =hm*pv (KN/m)

Pu=1.35 (Pp+ Pm) +Ru(KN/m)

Ps = (Pp+ Pm+Rs) (KN/m)

Tableau 3-55 : Evaluation des charges ELU et a ELS

Evaluation des charges								
L (m)	3			**Pu KN/m**	33,44	**Ps KN/m**	24,21	M_{0ser}	27,24
b (cm)	30	**Pp KN/m**	2,25						
h (cm)	30								
ϑb	25								
Ru (KN)	25,98								
Rs (KN)	18,69								
h mur (m)	1,3	**Pm (KN)**	3,28						
G mur (KN/m²)	2,52								

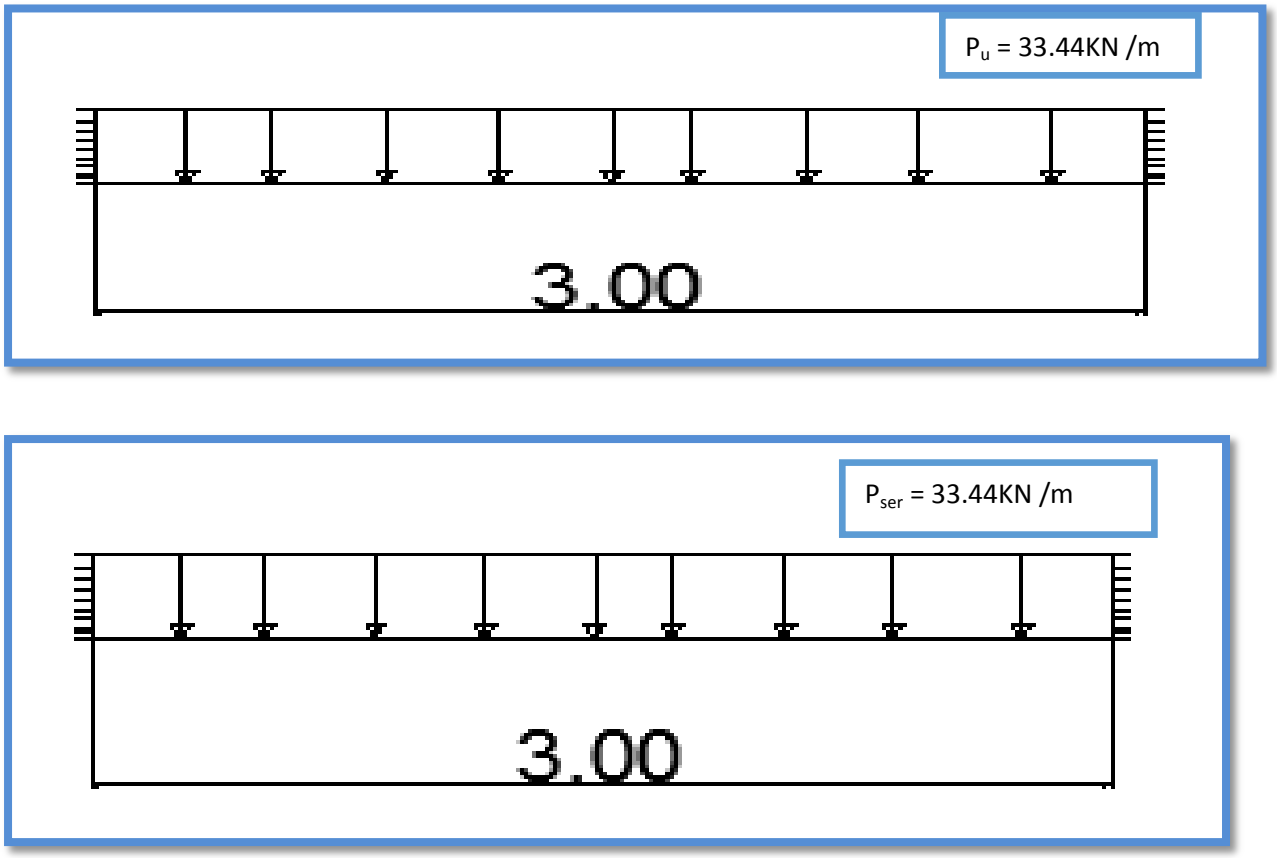


Figure 3-32 : chargement de la poutre palière

III.7.4. Calcul des efforts :

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

RA=RB=P.L/2

M appui=P.L²/12

M travées =P.L²/24 Les efforts agissants sur une poutre palière

Tableau 3-56 : Les efforts agissants sur une poutre palière

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	RA=RB (KN)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	12,54	25,08	50,16	50,16
E.L.S	9,08	18,16	36,32	

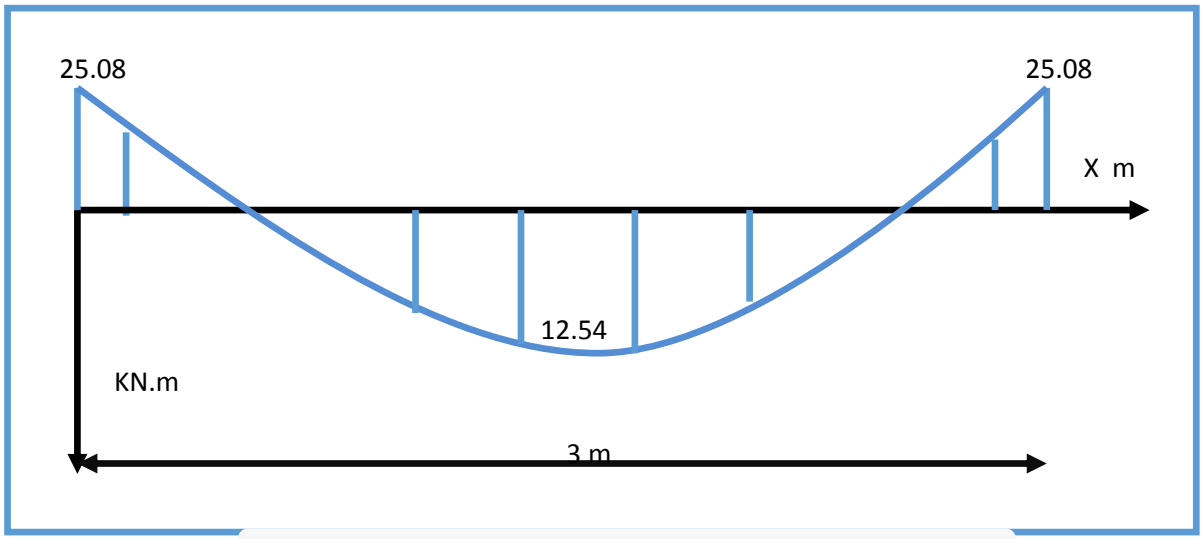


figure3-33 digramme des moments fléchissant a ELU

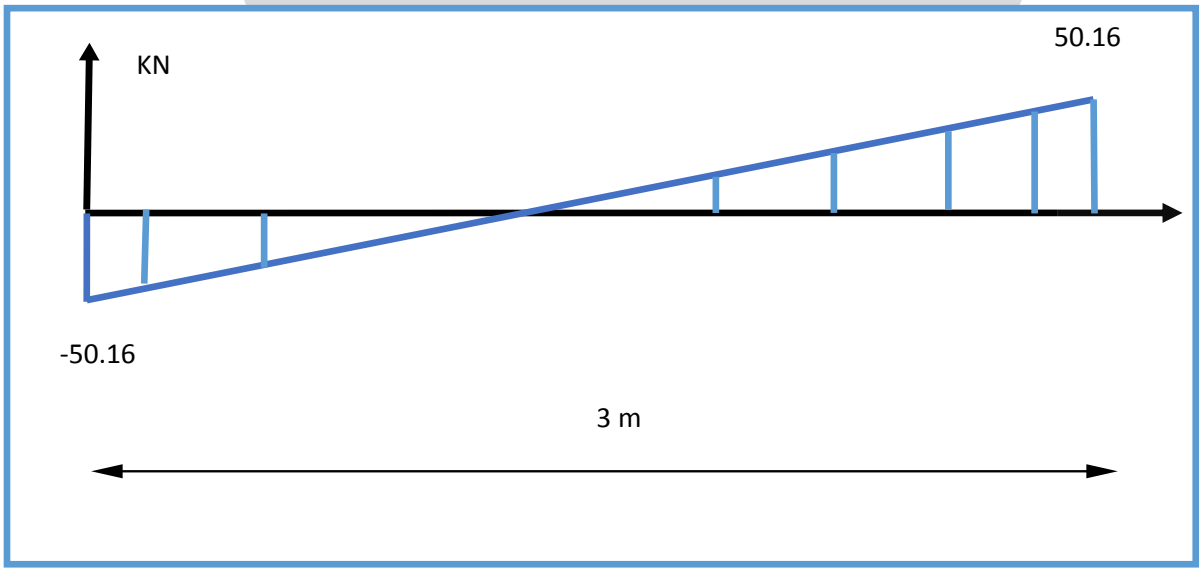


figure3-34 digramme des efforts tranchants a ELU

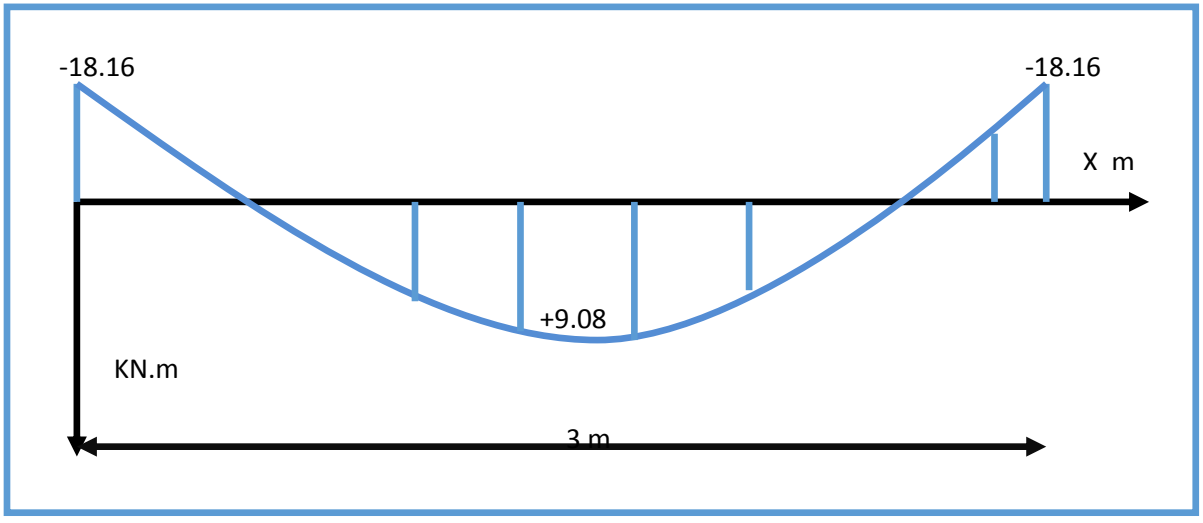


figure3-35 digramme des moments fléchissant a ELS

III.7.5. Ferraillage de la poutre palière :

III.7.5. 1. Armatures longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple.

Tableau 3-57 : Les efforts agissants sur une poutre

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

❖ **En travée**

Tableau 3-58 : Calcul des sections d'acier en travée

En travée					
ELU	**ϭb Mpa**	14,2	ELS	**Au cm²**	3,39
	ϭs Mpa	348		**Y1 cm**	8,11
	u	0,039		**IG cm4**	24452,30
	u1	0,392		**K1 N/mm3**	0,04
	u<u1	A'=0		**ϭb Mpa**	3,01
	ß	0,98		**ϭs Mpa**	108,01
	A cm²	1,34		**ϭb adm Mpa**	15,00
	A choisir cm²	3HA12		**ϭb ≤ϭb adm**	cv
	A choisir cm²	3,39			
	Amin=b*h/1000	0,9		**Af cm²**	3,39
	A> A_{min}	cv			

En appui :

Tableau 3-59 : Calcul des sections d'acier de en appui

En appui :					
ELU	σb Mpa	14.2	ELS	Au cm²	3.39
	σs Mpa	348		Y1 cm	4.80
	u	0.078		IG cm4	29888.89
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.06
	u<u1	A'=0		σb Mpa	2.92
	ß	0.959		σs Mpa	206.83
	A cm²	2.73		σb adm Mpa	15.00
	A choisir cm²	3HA12		σb ≤σb adm	cv
	A choisir cm²	3.39			
	Amin=b*h/1000	3		Af cm²	3.39
	A> A_{min}	cv			

Vérification des armatures longitudinale selon [RPA99 v2003] :

- A_{min}=0.5% b×h
- A_{max}=4% b×h (zone courante).
- A_{max}=6% b×h(zone de recouvrement

A Choi ZN =6HA12=6.78 cm² ≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

A Choi ZC =6HA12=6.78 cm² ≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

III.7.5. 2. Armatures transversal :

III.7.5.2. a. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0{,}18\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\,;\,5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}18\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

Tableau 3-60: Vérification de l'effort tranchant

Vérification d'effort tranchant :			
T max (KN)	50,16	τu<τu barre	cv
τu Mpa	0,18		
τu barre	3,33		

III.7.5.2. b. Diamètre d'armatures transversales :

$$\varphi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35}\,;\frac{b_0}{10};\ \varphi_l = 12\right] = 8.57m$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm}$$

Tableau 3-61: chois de diamètre des armatures transversale Qt

chois de diamètre des armatures transversales Qt	
QL cm	12
Qt $\le \text{Min}\left[\frac{h}{35}\,;\frac{b}{10};\ \varphi_l = 12\right]$ **mm**	8,57
Qt chois (mm)	8

III.7.5.2. c. Espacement d'armatures transversales :

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l ; 30] = 7.5$ cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 20$cm en zone courante

$$S_t \leq \overline{S}_t = \text{Min}[0.9d;40\text{cm}] = 24.75cm$$

III.7.5.2. d. Vérif. de Section minimale d'armature transversal selon [RPA2003]:

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5024\text{cm}^2$$ $A_t = a_t.n_t = 2$ cm2 ; $n_t = 4$.

Zone nodale $A_{\min} = 0.003 * st * Atcm^2$

Zone courante $A_{\min} = 0.003 * st * Atcm^2$

Tableau 3-62 : espacement des armatures transversales st

armature transversales						
(zone nodale)	at (mm²)	50,24	At. min (cm²)	0,72	At. ≤ At. min	cv
	nt	4				
	At (mm²)	200,96	At. Choi (cm²)	2,01		
	At (cm²)	2,01				
(zone courante)	at (mm²)	50,24	At min (cm²)	1,35	At ≤ At min	cv
	nt	4				
	At (mm²)	200,96	At choi (cm²)	2,01		
	At (cm²)	2,01				

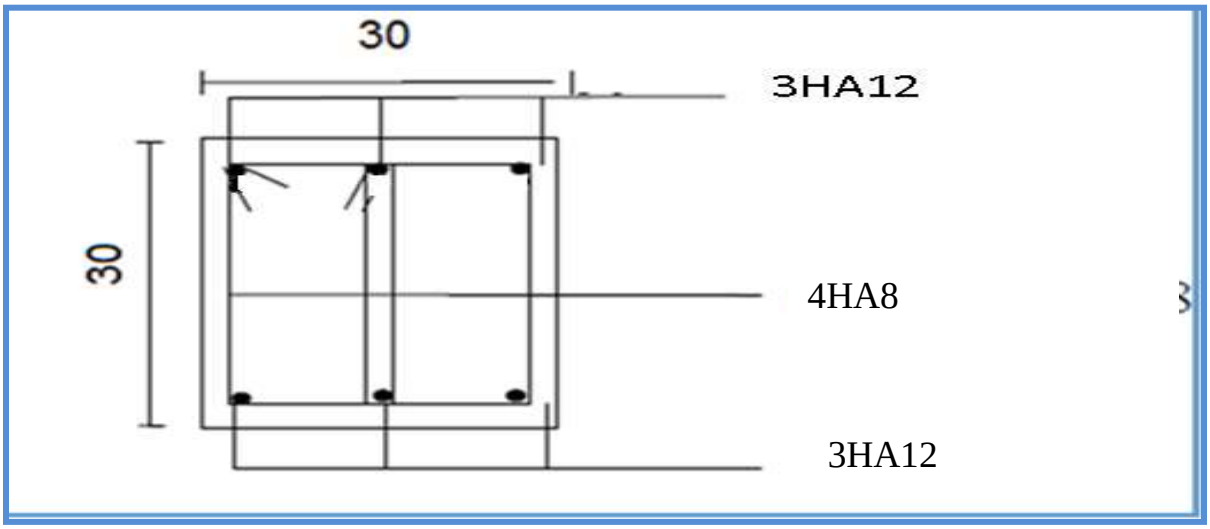


figure3-36 ferraillage de poutre palière

III.7.6. Vérification de la flèche :

III.7.6. a. Vérification préliminaire des flèches :

Tableau 3-63 : Vérification préliminaire des flèches

Vérification préliminaire des flèches					
L (cm)	300	**h/L**	0,1	**h/L>Mt/10, M0**	cv
h (cm)	30				
Mt ser	9,08	**Mt/(10,M0)**	0,033		
M0 ser	27,24				
A (cm²)	3,39	**A/b,d**	0,0041	**A/b,d≤4,2/fe**	cv
b (cm)	30				
d (cm)	27,5				
fe (Mpa)	400	**4,2/fe**	0,0105		

Conclusion : Donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 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 repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

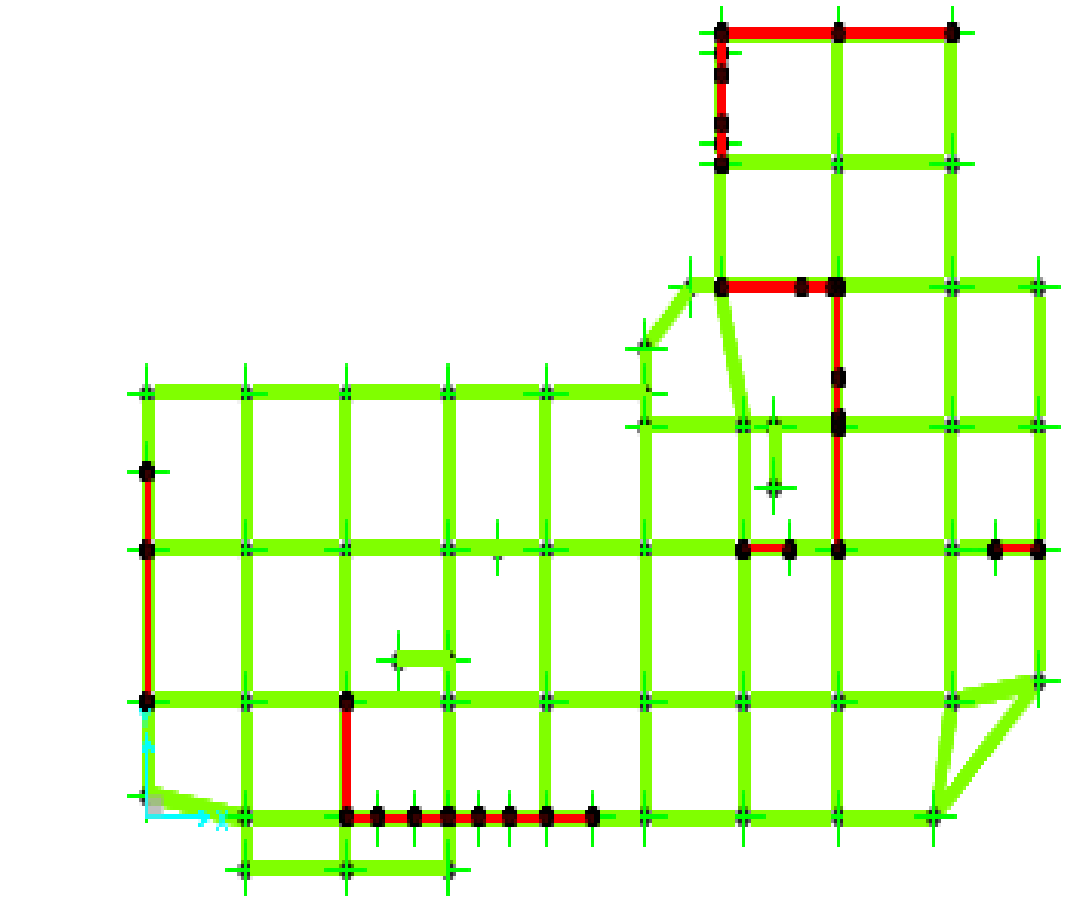


Figure 4-2 : disposition des voiles au RDC

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
3.4	5467.87	89558.39	39510.89	16.379	7.226
6.46	5202.69	84777.91	37724.74	16.295	7.251
9.52	5240.04	85093.09	37948.40	16.239	7.242
12.58	5180.58	84256.96	37569.57	16.264	7.252
15.64	5137.98	83461.36	37229.81	16.244	7.246
18.7	5137.98	83461.36	37229.81	16.244	7.246
21.76	5099.26	82965.09	37005.38	16.27	7.257
24.82	3986.87	65033.82	28490.17	16.312	7.146

IV.2.2. Centre de rigidité :

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

$$XR = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YR = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de

Contreventement (poteau, voile).

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de rigidité 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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

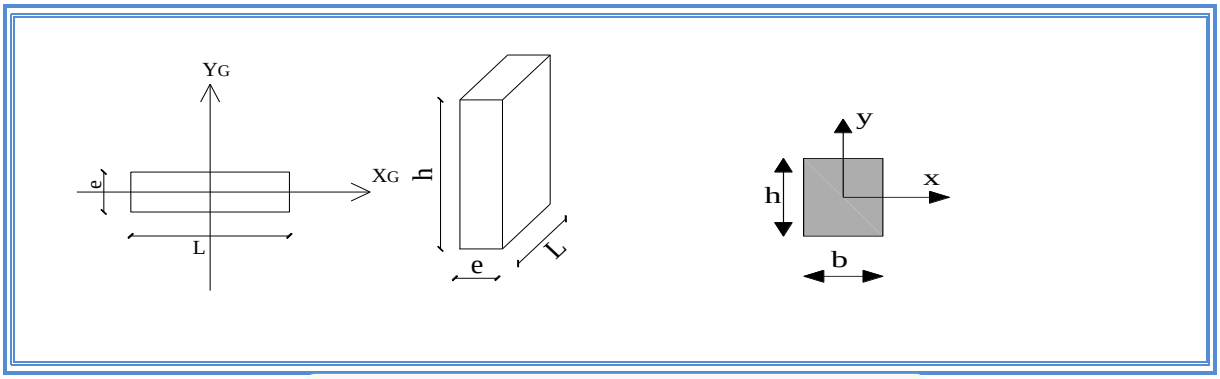


Figure 4-4 : dimension des voiles et poteaux

Tableau 4-2 : Calcule de centre de rigidité

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_R(m)	Y_R(m)
3.4	1.11E+07	1.35E+07	20.831	10.324
6.46	8.99E+06	6.62E+06	23.245	11.605
9.52	2.99E+07	2.32E+07	18.466	11.937
12.58	9.23E+06	9.66E+05	19.138	12.044
15.64	1.39E+07	5.58E+05	18.474	11.987
18.7	3.43E+06	4.00E+05	18.685	12.24
21.76	2.30E+06	2.93E+05	18.712	12.531
24.82	1.71E+06	2.49E+05	18.434	12.729

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité 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 :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_r	Ex = |XR-XG| (m)	Y_G	Y_r	Ey = |YR-YG| (m)
3.4	16.37	20.83	4.452	7.226	10.32	3.09
6.46	16.29	23.24	6.95	7.251	11.60	4.35
9.52	16.23	18.46	12.22	7.242	11.93	4.69
12.58	16.26	19.13	2.87	7.252	12.04	4.79
15.64	16.24	18.47	2.23	7.246	11.98	4.74
18.7	16.24	18.68	2.44	7.246	12.24	4.99
21.76	16.27	18.71	2.44	7.257	12.531	5.27
24.82	16.31	18.43	2.12	7.146	12.729	5.58

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7.2a]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.4	29.1	20.43	1.455	1.0215
6.46	29.1	20.43	1.455	1.0215
9.52	29.1	20.43	1.455	1.0215
12.58	29.1	20.43	1.455	1.0215
15.64	29.1	20.43	1.455	1.0215
18.7	29.1	20.43	1.455	1.0215
21.76	29.1	20.43	1.455	1.0215
24.82	29.1	20.43	1.455	1.0215

IV.2. 3.C. Effets de la rigidité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 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.

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
3.4	4.452	1.455	2.997	3.098	1.0215	2.0765
6.46	6.95	1.455	5.495	4.354	1.0215	3.3325
9.52	2.227	1.455	0.772	4.695	1.0215	3.6735
12.58	2.874	1.455	1.419	4.792	1.0215	3.7705
15.64	2.23	1.455	0.775	4.741	1.0215	3.7195
18.7	2.441	1.455	0.986	4.994	1.0215	3.9725
21.76	2.442	1.455	0.987	5.274	1.0215	4.2525
24.82	2.122	1.455	0.667	5.583	1.0215	4.5615

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la forme est irrégulière, group d'usage 2, zone sismique III et la hauteur est 24.82 m dépassant le 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier le calcul, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'sap 2000 v17'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. 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 structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap 2000 v17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\right)(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement :R=3.5 [RPA : Tab.4.3]

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1.05$

$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1.05$

e. périodes caractéristiques **:** [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S3}$$

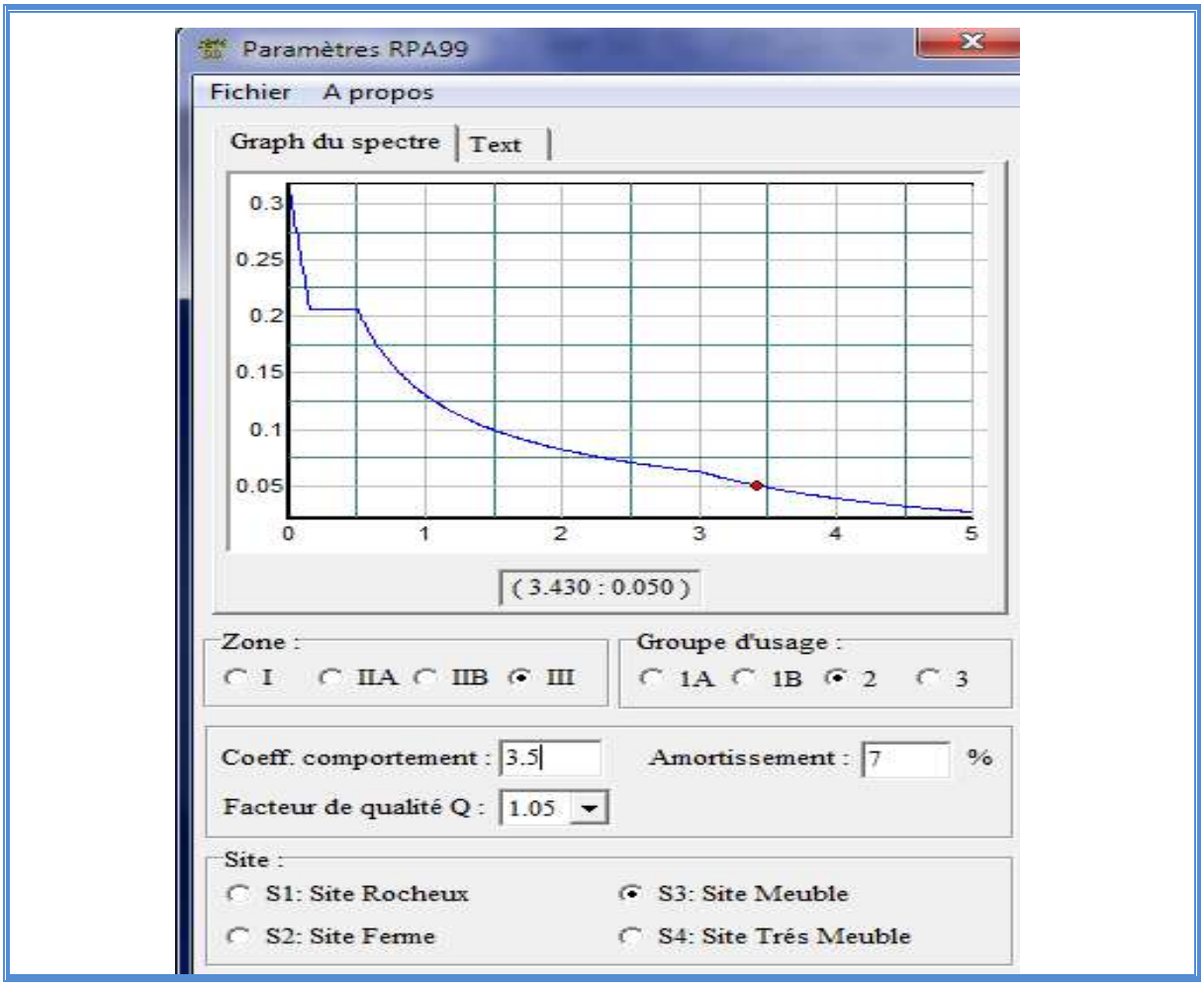


Figure 4-5 : Spectre de réponse

Observation :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de20% des sollicitations dues aux charges verticale, donc le système choisis est un système de contreventement (voiles porteurs) avec justification d'interactions quia une valeur de coefficient de comportement(**R=3.5**) pour les dimensionnent de poteaux préliminaire

f. Justification du coefficient de comportement R

- **Suivant X :**

Tableau 4:7- Justification du coefficient de comportement R suivante x

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7	4097.806	3285.022	812.784	1415.945	577.316	838.629
6	9018.625	7007.653	2010.972	2419.917	528.376	1891.541
5	14011.362	10788.017	3223.345	3383.027	578.83	2804.191
4	19026.861	14613.336	4413.525	4183.939	588.915	3595.024
3	24182.210	18608.475	5573.735	4891.678	621.475	4270.203
2	29150.656	22421.767	6728.889	5414.831	538.371	4876.460
1	34281.869	26268.567	8013.302	5765.520	460.321	5305.199
RDC	39238.054	30513.464	8724.590	5686.062	299.095	5386.967

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4: 8- Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7	100 %	80.165 %	19.835 %	100 %	40.772 %	59.228 %
6	100 %	77.702 %	22.298 %	100 %	21.834 %	78.166 %
5	100 %	76.995 %	23.005 %	100 %	17.110 %	82.890 %
4	100 %	76.804 %	23.196 %	100 %	14.076 %	85.924 %
3	100 %	76.951 %	23.049 %	100 %	12.705 %	87.295 %
2	100 %	76.917 %	23.083 %	100 %	9.943 %	90.057 %
1	100 %	76.625 %	23.375 %	100 %	7.984 %	92.016 %
RDC	100 %	77.765 %	22.235 %	100 %	5.260 %	94.740 %

1. **Suivant Y :**

Tableau 4: 9- Justification du coefficient de comportement R suivante y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux(kN)	Nz /V (kN)	Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7	4154.730	3285.022	869.708	1699.128	728.576	970.552
6	8926.185	7007.653	1918.532	2719.101	726.682	1992.419
5	13831.681	10788.017	3043.664	3863.762	801.559	3062.203
4	18785.134	14613.336	4171.798	4829.751	839.025	3990.726
3	23864.796	18608.475	5256.321	5652.903	850.700	4802.203
2	28780.872	22421.767	6359.105	6191.284	769.780	5421.504
1	33604.484	26268.567	7335.917	6385.001	621.740	5763.261
RDC	38788.603	30513.464	8275.139	6196.947	355.617	5841.330

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4:10. Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7	100 %	79.06 %	20.933 %	100 %	42.879 %	57.121 %
6	100 %	78.50%	21.493 %	100 %	26.725 %	73.275 %
5	100 %	77.99 %	22.005 %	100 %	20.746 %	79.254 %
4	100 %	77.79 %	22.208 %	100 %	17.372 %	82.628 %
3	100 %	77.97 %	22.025 %	100 %	15.049 %	84.951 %
2	100 %	77.90 %	22.095 %	100 %	12.433 %	87.567 %
1	100 %	78.17 %	21.830 %	100 %	9.738 %	90.262 %
RDC	100 %	78.66%	21.334 %	100 %	5.739 %	94.261 %

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement :

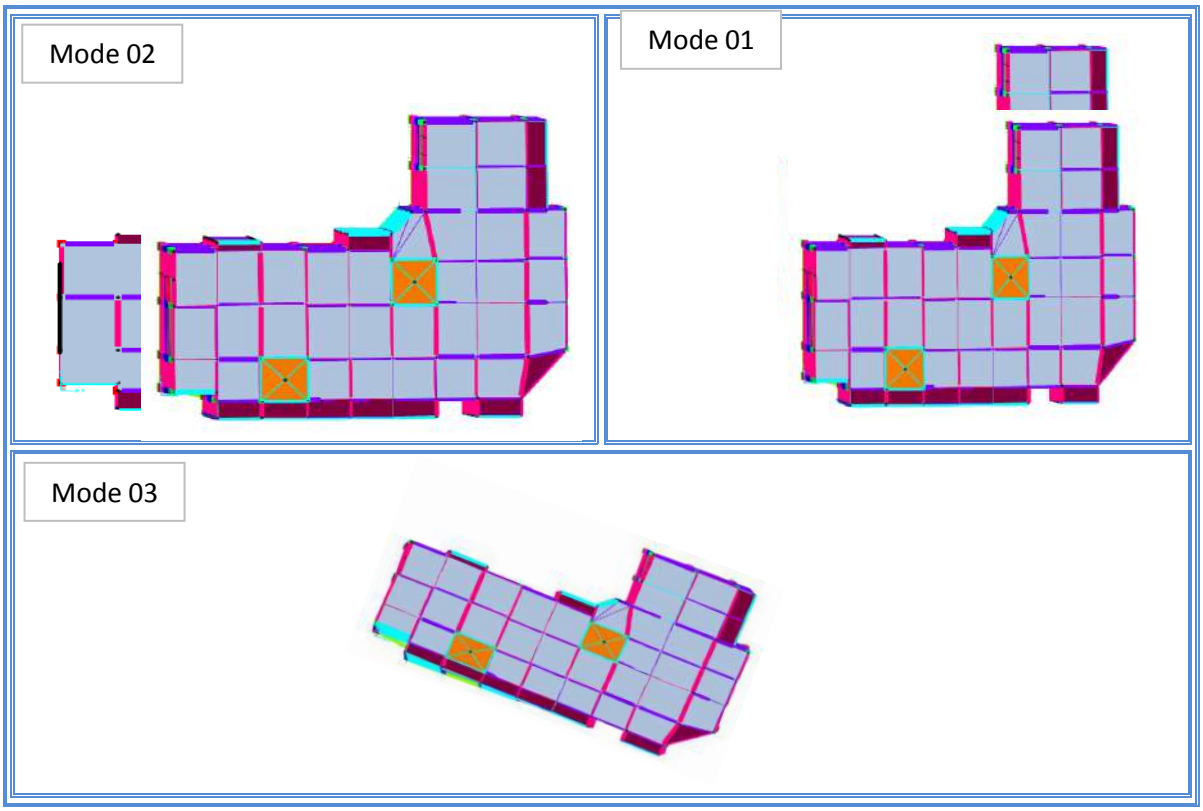


Figure 4-6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant y	translation pure suivant x	rotation pure autour de z

IV.4.2. vérification de participation massique :

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

Tableau 4-12 : Coefficient de participation massique

Step Nam	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Unîtes	Sec	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes
1	0.52	0.493%	67.95%	0.49%	67.95%	2.34%	2.34%
2	0.44	68.849%	0.58%	69.34%	68.53%	0.152%	2.50%
3	0.37	0.157%	1.83%	69.49%	70.36%	67.048%	69.54%
4	0.14	0.312%	16.84%	69.81%	87.21%	0.973%	70.52%
5	0.11	17.974%	0.619%	87.786%	87.83%	0.969%	71.49%
6	0.09	0.740%	0.465%	88.526%	88.30%	10.779%	82.27%
7	0.094	0.684%	0.225%	89.21%	88.52%	5.441%	87.71%
8	0.093	0.103%	0.032%	89.31%	88.556%	1.266%	88.97%
9	0.092	0.002%	0.044%	89.31%	88.601%	0.296%	89.27%
10	0.086	0.020%	0.021%	89.33%	88.622%	0.226%	89.49%
11	0.085	0.001%	0.001%	89.336%	88.623%	0.002%	89.50%
12	0.083	0.016%	0.002%	89.352%	88.625%	0.057%	89.55%
13	0.082	0.000%	0.004%	89.353%	88.629%	0.034%	89.59%
14	0.080	0.008%	0.001%	89.360%	88.630%	0.004%	89.59%
15	0.078	0.005%	0.044%	89.365%	88.674%	0.004%	89.59%
16	0.076	0.005%	0.006%	89.370%	88.680%	0.000%	89.599%
17	0.074	0.095%	5.086%	89.464%	93.766%	0.308%	89.908%
18	0.073	0.001%	0.188%	89.466%	93.954%	0.021%	89.929%
19	0.072	0.002%	0.024%	90.210%	93.978%	0.006%	89.934%

- **Le mode retenue K≥3 $\sqrt{n}$ [RPA99 v 2003. Art 4-3-4]**

K ≥ 3 $\sqrt{8}$ =8.45 on adopte K=10 avec T_{10}=0.086 s <0.2 s C.V

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de sap2000 v17 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx=0.41
Ty=0.49

Tableau 4-13 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.41	0.52	0.611	oui
Y	0.49	0.52	0.637	oui

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :**

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2.205

Dy=2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.05$

- **W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.2 tableau 4.5

W= 45166.936Kn

Tableau 4-14 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	45166.936	7825.17	7825.17

Tableau 4-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

sens	V statique (kN)	V dynamique (kN)	Vdy/Vst	$V_{dy}/Vst \geq 0.8$
X	7825.17	6191.02	0.79	CNV
Y	7825.17	5920.20	0.7	CNV

Pour la direction x la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.02$$

Pour la direction y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.06$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ex) et y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient '1.02'et'1.06' respectivement

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

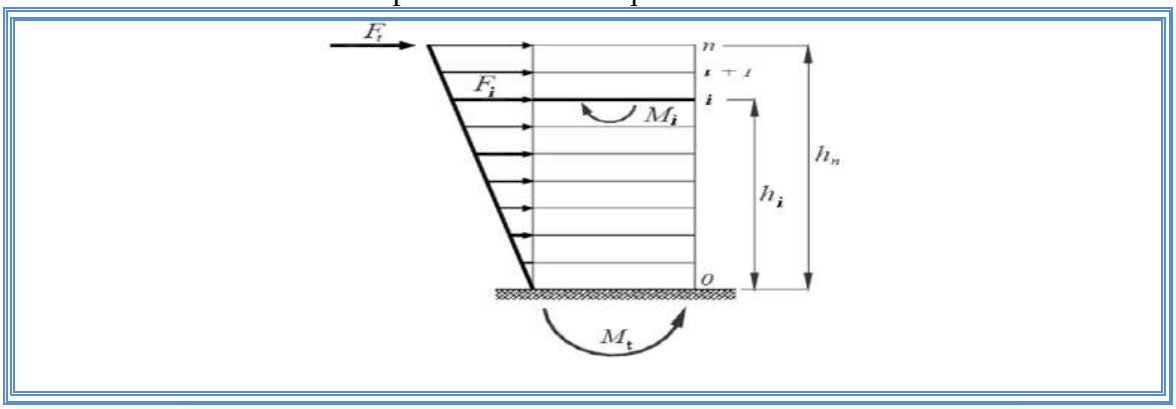


Figure 4-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,41 s → Ft = 0
- TY = 0,49 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

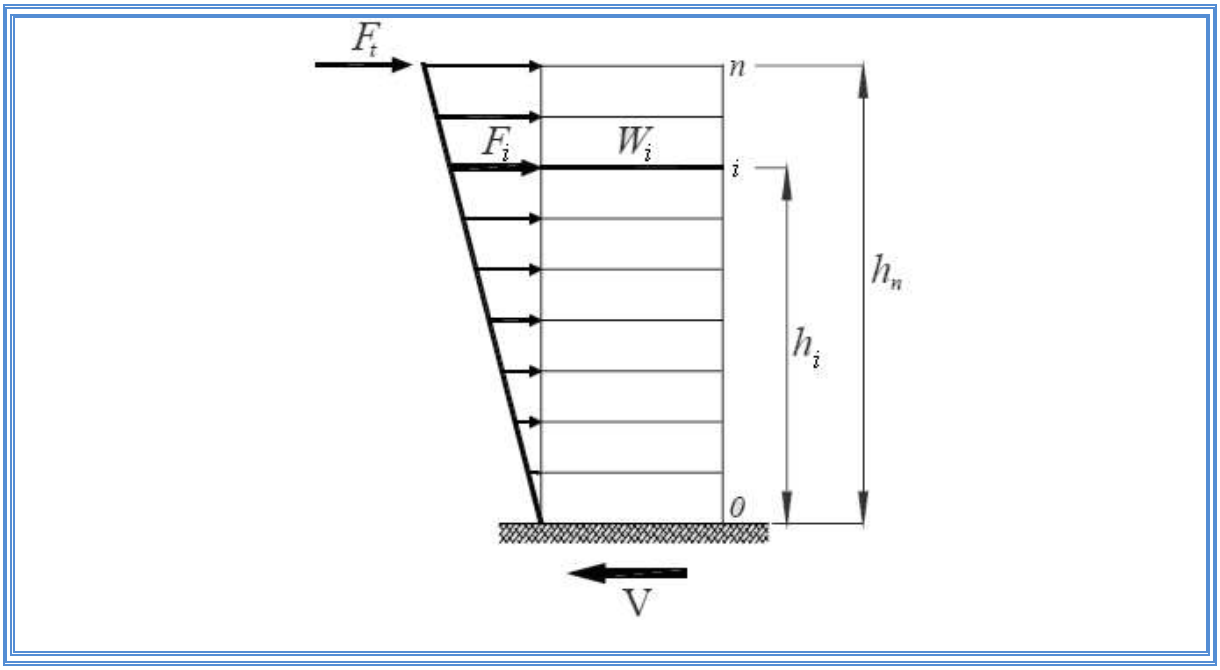


Figure 4-8 : Distribution des forces sismiques

V_X = 6314.84kN

Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi. hi (kN.m)	α	V_X	Fix (kN)
24.82	3986.87	98954.11	0.18	6314.84	1128.73
21.76	5099.27	110960.12	0.20	6314.84	1265.68
18.7	5137.98	96080.23	0.17	6314.84	1095.95
15.64	5137.98	80358.01	0.15	6314.84	916.61
12.58	5180.58	65171.7	0.12	6314.84	743.39
9.52	5240.04	49885.18	0.09	6314.84	569.02
6.46	5202.69	33609.38	0.06	6314.84	383.37
3.4	5467.88	18590.79	0.03	6314.84	212.05

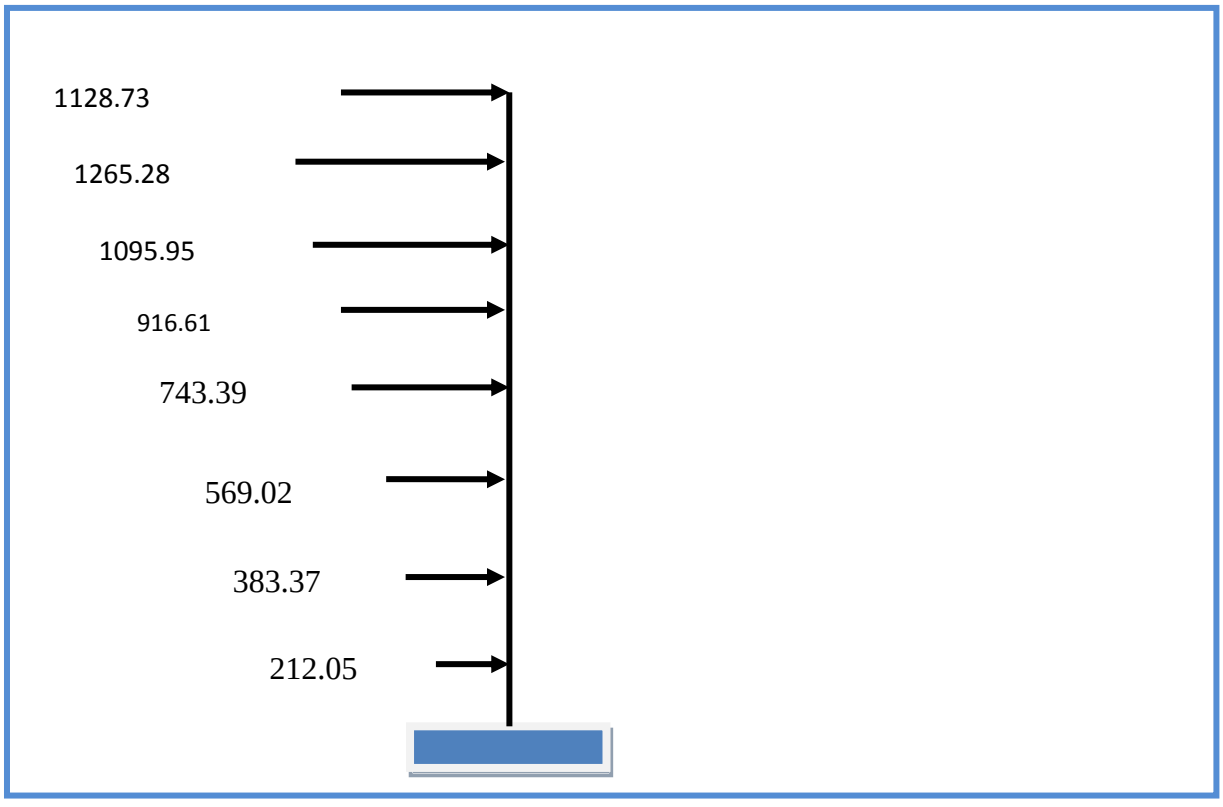


Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 6275.41KN

Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi. hi (kN.m)	α	Vy	Fiy (kN)
24.82	3986.87	98954.11	0.18	6275.41	1121.69
21.76	5099.27	110960.12	0.20	6276.41	1257.78
18.7	5137.98	96080.23	0.17	6277.41	1089.11
15.64	5137.98	80358.01	0.15	6278.41	910.89
12.58	5180.58	65171.70	0.12	6279.41	738.75
9.52	5240.04	49885.18	0.09	6280.41	565.47
6.46	5202.69	33609.38	0.06	6281.41	380.98
3.4	5467.88	18590.79	0.03	6282.41	210.73

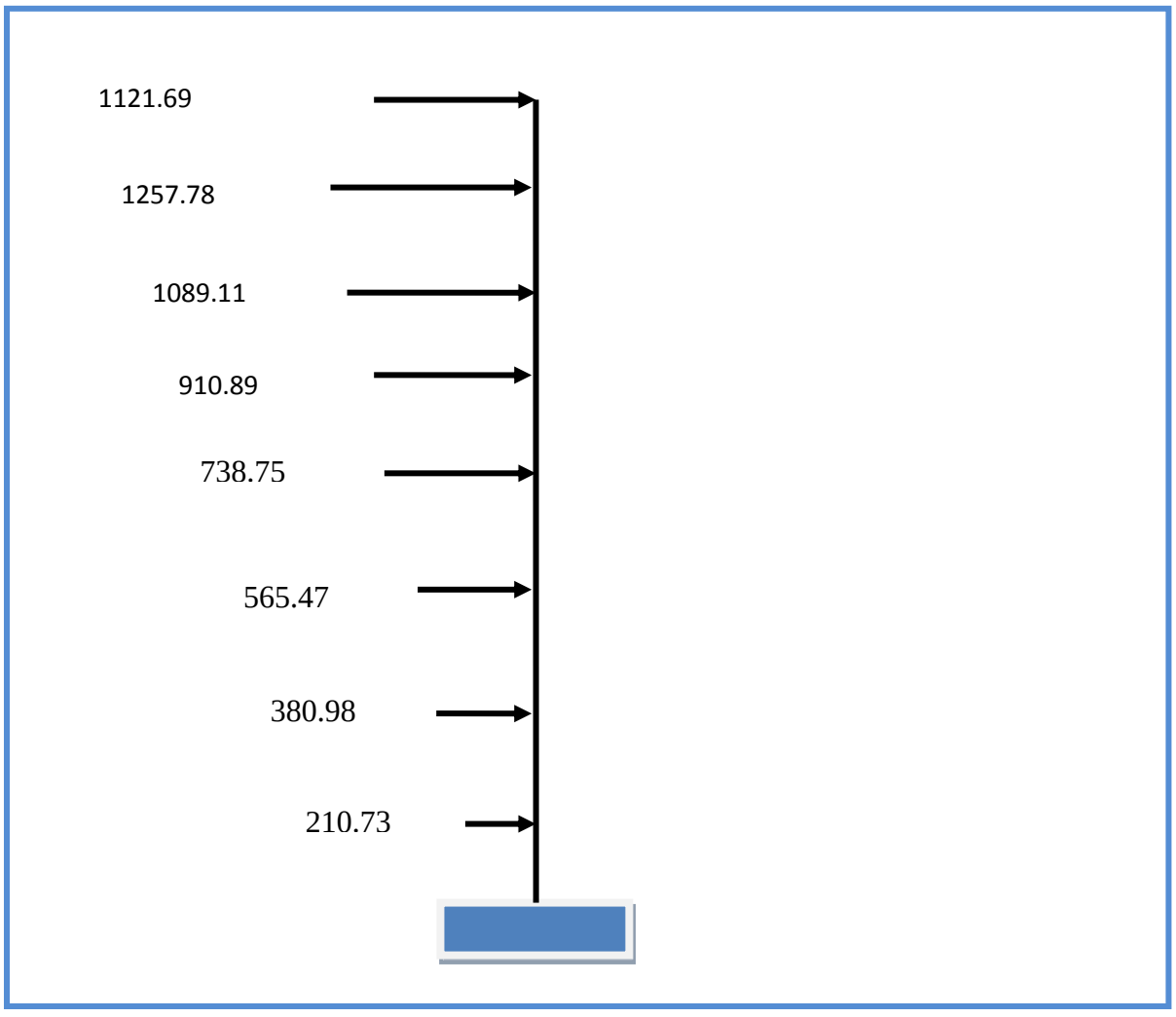


Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement et Moment stabilisant :

Tableau 4-18: : calcul du moment de renversement et calcul du moment stabilisant

hi (m)	Fiy (kN)	Fix (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)	XG (m)	YG (m)	Wi (kN)	Msx	Msy
24.82	1121.69	1128.74	28015.33	27840.35	16.38	7.23	5467.8	39510.8	89558.39
21.76	1257.78	1265.69	27541.41	27369.29	16.38	7.23	5202.7	37594.6	85214.94
18.7	1089.11	1095.96	20494.45	20366.36	16.38	7.23	5240.0	37864.5	85826.7
15.64	910.89	916.62	14335.94	14246.32	16.38	7.23	5180.5	37434.8	84852.7
12.58	738.75	743.39	9351.85	9293.48	16.38	7.23	5137.9	37127.0	84154.9
9.52	565.47	569.02	5417.07	5383.27	16.38	7.23	5137.9	37127.0	84154.9
6.46	380.98	383.37	2476.57	2461.13	16.38	7.23	5099.2	36847.3	83520.9
3.4	210.73	212.06	721.00	716.48	16.38	7.23	3986.87	28809.1	65300.9
∑Mt	108353.62	107676.68	∑Mt	292315.55	662584.60				

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-19 : Vérification de stabilisation

MSx (kN.m)	MSy (kN.m)	Mrx (kN.m)	Mry (kN.m)	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$M_{sy}/Mry \geq 1.5$
292315.55	662584.60	108353.62	107676.68	2.70	6.15	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Λ sens X

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	Θx	Θx≤0.1
24.82	306	3986.87	1128.73	0.7	0.008	CV
21.76	306	5099.27	1265.68	0.77	0.010	CV
18.7	306	5137.98	1095.95	0.77	0.012	CV
15.64	306	5137.98	916.61	0.73	0.013	CV
12.58	306	5180.58	743.39	0.74	0.017	CV
9.52	306	5240.04	569.02	0.63	0.019	CV
6.46	306	5202.69	383.37	0.52	0.023	CV
3.4	340	5467.88	212.05	0.32	0.024	CV

Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky}(cm)	Θy	Θy≤0.1
24.82	306	3986.87	1121.69	1.01	0.012	CV
21.76	306	5099.27	1257.78	1.12	0.015	CV
18.7	306	5137.98	1089.11	1.23	0.019	CV
15.64	306	5137.98	910.89	1.22	0.022	CV
12.58	306	5180.58	738.75	1.19	0.027	CV
9.52	306	5240.04	565.47	1.09	0.033	CV
6.46	306	5202.69	380.98	0.84	0.037	CV
3.4	340	5467.88	210.73	0.49	0.037	CV

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

niveau	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
24.82	24.82	1.48	5.18	0.7	3.06	Ok
21.76	21.76	1.28	4.48	0.77	3.06	Ok
18.7	18.7	1.06	3.71	0.77	3.06	Ok
15.64	15.64	0.84	2.94	0.73	3.06	Ok
12.58	12.58	0.63	2.21	0.74	3.06	Ok
9.52	9.52	0.42	1.47	0.63	3.06	Ok
6.46	6.46	0.24	0.84	0.52	3.06	Ok
3.4	3.4	0.09	0.32	0.32	3.4	Ok

Tableau 4-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
24.82	24.82	2.34	8.19	1.01	3.06	Ok
21.76	21.76	2.05	7.18	1.12	3.06	Ok
18.7	18.7	1.73	6.06	1.23	3.06	Ok
15.64	15.64	1.38	4.83	1.22	3.06	Ok
12.58	12.58	1.03	3.61	1.19	3.06	Ok
9.52	9.52	0.69	2.42	1.09	3.06	Ok
6.46	6.46	0.38	1.33	0.84	3.06	Ok
3.4	3.4	0.14	0.49	0.49	3.4	Ok

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

***a- les poutres* : Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄**

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Ꞇ=Min [0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] =4.34 MPa (fissuration peu nuisible)

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$ Ꞇ

Tableau 4.24: vérification de cisaillement des poutre

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	Ꞇ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ꞇ
PP 30*40	286.356	2.55	G+Q+Edy	4.34	Oui
PS 30*35	172.45	1.77	G+Q+Edx	4.34	Oui

b- les poteaux : Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Erreur ! Signet non défini.$\begin{cases} Ꞇ = \rho_d f_{c28} \ avec : \quad \rho_d = \begin{matrix} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{matrix} \end{cases}$

$\begin{cases} \lambda = \frac{Lf}{i} \\ L_f = 0.7 * L_0 \\ i = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$ Ꞇ

Tableau 4.25: Vérification de cisaillement des éléments

	Tx(KN)	Ty(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	lf (m)	i (m)	λ	Ꞇ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ꞇ
Pot30*30	58.65	54.25	0.71	G+Q+Ey	2.14	0.09	24.73	1.875	Oui
Pot 35*35	77.05	60.55	0.79	G+Q+Ex	2.14	0.10	21.20	1.875	Oui

❖ ***Constatation : Le*** pré dimensionnement des poteaux et des poutres est justifié par le critère de résistance (τmax≤ Ꞇ). Les sections choisis sont suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

VI.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [32]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau .4.26: vérification de l'effort normal réduite a la base

	$N_{d(KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot35*35	1484.19	G+Q+Edx	0.54	cnv

Observation : ***Le*** pré dimensionnement des poteaux est justifié par la vérification de l'effort normal réduite à la base. Les sections choisis sont insuffisantes pour équilibrer l'effort normal réduit à la base. Donc on doit redimensionnée les poteaux

niveau	RDC	1ere	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	7eme
section	55X55	50X50	45X45	45X45	40X40	40X40	35X35	35X35

Tableau 4.27: vérification de l'effort normal réduite a la base après la

	$N_{d\ (KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot55*55	2102.1	G+Q+E dx	0.29	CV

Conclusion :

Après le redimensionnement de la section des poteaux le coefficient de comportement devient R=4

- **Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5]**

- **Suivant X :**

Tableau 4.28: Justification du coefficient de comportement R suivante x

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.82	4270.74	3470.55	800.18	1387.10	539.86	847.24
21.76	9257.67	7339.17	1918.50	2518.96	488.73	2030.23
18.7	14648.00	11762.26	2885.74	3579.56	740.99	2838.56
15.64	20065.70	16146.48	3919.22	4393.31	692.89	3700.41
12.58	25691.80	21025.30	4666.50	5068.40	840.08	4228.32
9.52	31407.32	25818.11	5589.21	5622.79	784.96	4837.82
6.46	37378.76	30994.00	6384.76	5806.80	669.05	5137.75
3.4	43765.19	37261.69	6503.50	6002.45	835.55	5166.89

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau.4.29:Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.82	100 %	81.26 %	18.73 %	100 %	38.92 %	61.08 %
21.76	100 %	81.22 %	18.77 %	100 %	19.40 %	80.59 %
18.7	100 %	80.29 %	19.70 %	100 %	19.70 %	80.29 %
15.64	100 %	80.46 %	19.53 %	100 %	15.77 %	84.22 %
12.58	100 %	81.83 %	18.16 %	100 %	16.57 %	83.42%
9.52	100 %	82.20 %	17.79 %	100 %	13.96 %	86.040 %
6.46	100 %	82.91 %	17.08 %	100 %	11.52 %	88.47 %
3.4	100 %	85.140 %	14.86 %	100 %	13.92 %	86.08 %

❖ **Suivant Y :**

Tableau4.30: Justification du coefficient de comportement R suivante y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.82	4283.93	3470.55	813.37	2049.60	822.62	1226.98
21.76	9110.56	7339.17	1771.39	3245.01	776.72	2468.28
18.7	14419.21	11762.26	2656.95	4545.46	1161.44	3384.02
15.64	19786.43	16146.48	3639.95	5618.79	1095.72	4523.07
12.58	25374.33	21025.30	4349.03	6520.93	1368.94	5151.99
9.52	31063.65	25818.11	5245.54	7111.74	1157.59	5954.15
6.46	36725.31	30994.00	5731.30	7298.21	1068.66	6229.54
3.4	43446.22	37261.69	6184.53	7267.07	1222.24	6044.83

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4.31:Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.82	100 %	81.013 %	18.98 %	100 %	40.13 %	59.86 %
21.76	100 %	80.55%	19.44 %	100 %	23.93 %	76.06 %
18.7	100 %	81.57 %	18.42 %	100 %	25.55%	74.44 %
15.64	100 %	81.60 %	18.39 %	100 %	19.50 %	80.49 %
12.58	100 %	82.86 %	17.13 %	100 %	20.99 %	79.00 %
9.52	100 %	83.11 %	16.88%	100 %	16.27 %	83.72 %
6.46	100 %	84.39 %	15.60 %	100 %	14.64 %	85.35 %
3.4	100 %	85.76 %	14.23 %	100 %	16.81 %	83.18 %

Observation :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de20% des sollicitations dues aux charges verticale, et les poteaux reprend moins de 25 % donc le système choisis est un système de contreventement (voiles et portique) avec justification d'interactions quia une valeur de coefficient de comportement(**R=4**)

IV.5.Conclusion générale:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : Les données de calcule

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28} = 25 Mpa	fe400	fc28 =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_b =18,41 Mpa	σ_s = 400Mpa

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui 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.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12∅) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	$A_{calcules}$ (cm^2)	$A_{adopter}$ (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	travée	42.82	G+Q+Edy	0	2.9	3.39	3HA12
		appui	-93.13	G+Q+Edy	0	6.6	6.79	3HA12+3HA12
	Etages	travée	74.12	0.8*G+Edy	0	5.2	6.79	3HA12+3HA12
		appui	-116.84	G+Q+Edy	0	8.4	9.24	3HA14+3HA14
	RDC	travée	43.66	G+Q+Edy	0	3	3.39	3HA12
		appui	-56.79	G+Q+Edy	0	3.9	4.62	3HA14
Rive	Terrasse	travée	79.44	0.8G+EDY	0	5.6	6.79	3HA12+3HA12
		appui	-90.6	G+Q+Edy	0	6.4	6.79	3HA12+3HA12
	Etages	travée	97.67	0.8*G+Edy	0	6.9	8.01	3HA12+3HA14
		appui	-116.2	G+Q+Edy	0	8.3	9.24	3HA14+3HA14
	RDC	travée	37.2	0.8*G+Edy	0	2.5	3.39	3HA12
		appui	-54.66	G+Q+Edy	0	3.8	4.62	3HA14

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	$A_{calculés}$ (cm^2)	$A_{adopter}$ (cm^2)	
intermédiaire	Terrasse	appui	-39.5	G+Q+Edx	0	3.2	3.39	3HA12
	Etages	appui	-48.78	G+Q+EX	0	3.9	4.62	3HA14
	RDC	appui	-29.1	G+Q+EY	0	3.2	3.39	3HA12
rive	Terrasse	appui	-37.15	G+Q+EX	0	3	3.39	3HA12
	Etages	appui	-39.89	G+Q+EX	0	3.2	4.62	3HA14
	RDC	appui	-31.36	1.35G+1.5Q	0	2.9	4.62	3HA14

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA 2003

Niveau		position	$A_{adopter}$ (cm^2)	RPA 99			
				A_{min} $(cm)^2$	A_{max} $(cm)^2$	$A_{adopter} \geq A_{min}$	$A_{adopte} \leq A_{max}$
Intermédiaire	Terrasse	travée	6.79	6	48	CV	CV
		appui	10.18	6	72	CV	CV
	Etages Courant	travée	11.4	6	48	CV	CV
		appui	12.63	6	72	CV	CV
	RDC	travée	8.01	6	48	CV	CV
		appui	8.01	6	72	CV	CV
Rive	Terrasse	travée	10.18	6	48	CV	CV
		appui	10.18	6	72	CV	CV
	Etages Courant	travée	12.63	6	48	CV	CV
		appui	13.85	6	72	CV	CV
	RDC	travée	8.01	6	48	CV	CV
		appui	8.01	6	72	CV	CV

Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon les conditions CBA

	niveau	position	A adopter cm²	CBA 93	
				Amin CBA93 cm²	A adopter≥ Amin CBA93
Intermédiaire	Terrasse	travée	3.39	1.2	CV
		appui	6.79	1.2	CV
	Etages courant	travée	6.79	1.2	CV
		appui	9.24	1.2	CV
	RDC	travée	3.39	1.2	CV
		appui	4.62	1.2	CV
Rive	Terrasse	travée	6.79	1.2	CV
		appui	6.79	1.2	CV
	Etages	travée	8.01	1.2	CV
		appui	9.24	1.2	CV
	RDC	travée	3.39	1.2	CV
		appui	4.62	1.2	CV

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	niveau	position	M ser (KN.m)	A adopter cm²	[σb]	[σb]	σb≤[σb]	6s	[6s]	σs≤[σs] bar
intermédiaire	Terrasse	travée	23.18	3.39	4.65	15	CV	-	-	-
		appui	-33.85	6.79	5.26	15	CV	-	-	-
	Etages	travée	24.3	6.79	3.78	15	CV	-	-	-
		appui	-34.7	9.24	4.87	15	CV	-	-	-
	RDC	travée	22.42	3.39	4.49	15	CV	-	-	-
		appui	-26.29	4.62	4.69	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	travée	14.92	6.79	2.32	15	CV	66.20	201.63	CV
		appui	-21.51	6.79	3.34	15	CV	95.44	201.63	CV
	Etages	travée	22.48	8.01	3.30	15	CV	85.29	201.63	CV
		appui	-31.04	9.24	4.35	15	CV	102.9	201.63	CV
	RDC	travée	14.1	3.39	2.83	15	CV	121.3	201.63	CV
		appui	-18.38	4.62	3.28	15	CV	117.6	201.63	CV

Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	niveau	position	Mser (KN.m)	A adopter (cm^2)	σ_b MPa	$[\sigma_b]$	$\sigma_b \leq [\sigma b]$	σs	$[\sigma s]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
intermédiaire	Terrasse	appui	-14.78	3.39	3.73	15	CV	-	-	-
	Etages	appui	-22.06	4.62	4.97	15	CV	-	-	-
	RDC	appui	-10.63	3.39	2.69	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	appui	-19.94	3.39	5.04	15	CV	199.25	201.63	CV
	Etages	appui	-22.24	4.62	5.01	15	CV	165.35	201.63	CV
	RDC	appui	-22.83	4.62	5.15	15	CV	169.73	201.63	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau 5-10 : Calcule de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	niveau	Dimension (cm)		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	ϑb	τu bar MPA	τu≤τu bar
		b	d						
intermédiaire	Terrasse	30	37.5	92.7	G +Q+ EDY	0.82	1.15	4.35	CV
	Etages	30	37.5	119.45	G +Q+ EDY	1.06	1.15	4.35	CV
	RDC	30	37.5	102.46	G +Q+ EDY	0.91	1.15	4.35	CV
rive	Terrasse	30	37.5	87.92	G +Q+ EDY	0.78	1.15	3.26	CV
	Etages	30	37.5	111.31	G +Q+ EDY	0.99	1.15	3.26	CV
	RDC	30	37.5	68.75	G +Q+ EDY	0.61	1.15	3.26	CV

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	niveau	Dimension (cm)		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	ϑb	[τu] MPA	τu≤[τu]
		b	d						
intermédiaire	Terrasse	30	32.50	28.49	G+Q+EX	0.29	1.15	4.35	CV
	Etages	30	32.5	48.59	G+Q+EX	0.50	1.15	4.35	CV
	RDC	30	32.5	104.65	G+Q+EY	1.07	1.15	4.35	CV
rive	Terrasse	30	32.5	34.56	1.35G+1.5Q	0.35	1.5	2.50	CV
	Etages	30	32.5	55.17	G+Q+EX	0.57	1.15	3.26	CV
	RDC	30	32.5	39.47	G+Q+EX	0.40	1.15	3.26	CV

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{: Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		At choisie (cm) ²
Section	τu (Mpa)	St (cm)	At (cm) ²	S (ZN) (cm)	S' (ZC) cm	At (cm) ²	S (ZN) cm	S'(ZC) cm	
PP	1.06	33.75	1.72	10	20	1.35	10	15	4HA8=2.01
PS	1.07	29.25	1.49	8.75	17.5	1.35	8	15	4HA8=2.01

V.2.7. Vérification préliminaire de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau 5-14 : Vérification préliminaire de la flèche des

les dimensions	1ere condition				2eme condition		3ème condition		
	A cm²	h/L	.1/16	h/l≥1/16	Mt/(10,M0)	h/L> Mt/10, M0	A/b.d.	4,2/fe	A/b,d≤ 4,2/fe
PP	9.24	0.114	0.0625	CV	0.075	cv	0.008	0.0105	cv
PS	4.62	0.100	0.0625	CV	0.075	cv	0.005	0.0105	cv

NB : tant que les 3 conditions et vérifier doc le calcul de la flèche né pas nécessaire

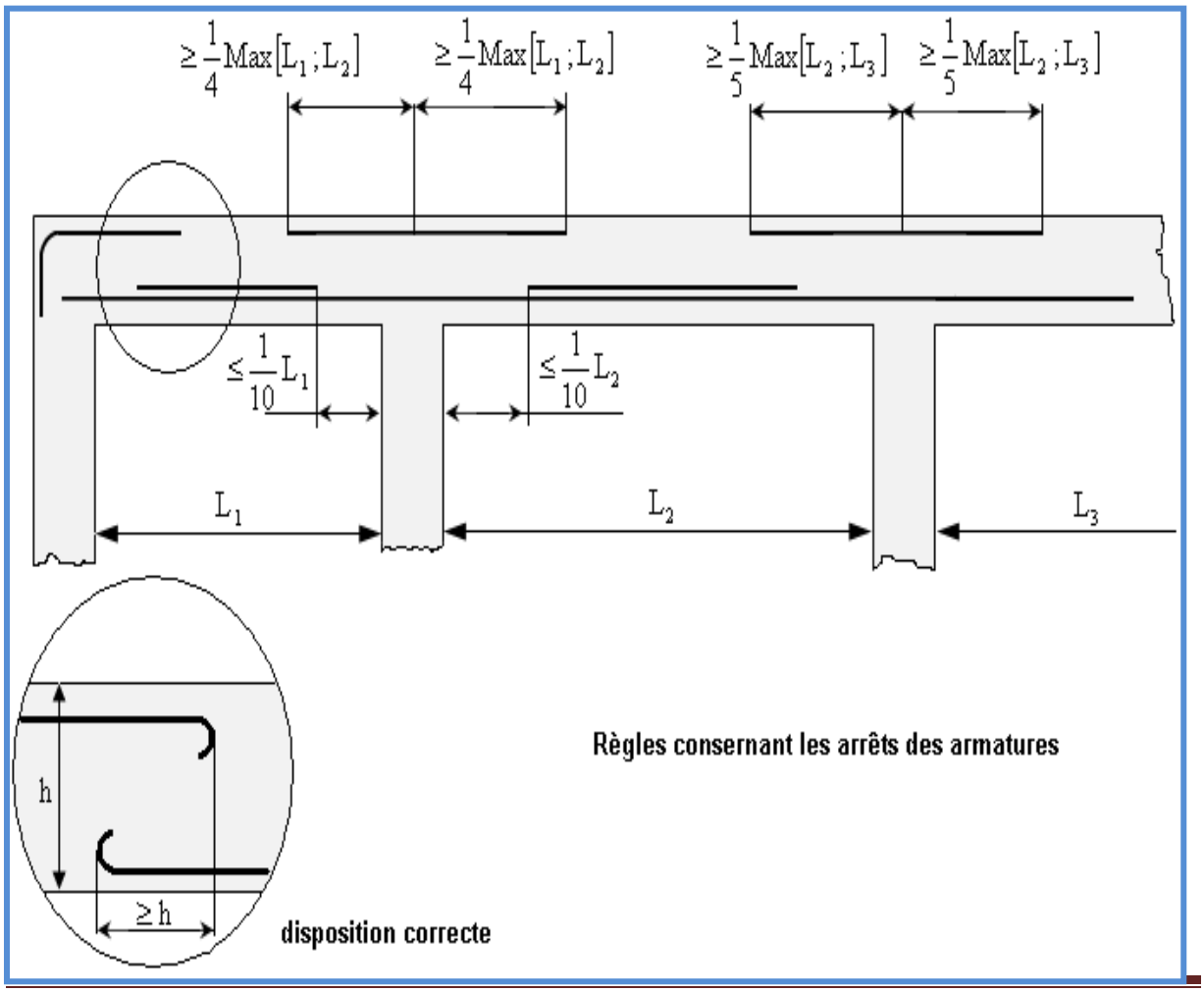


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

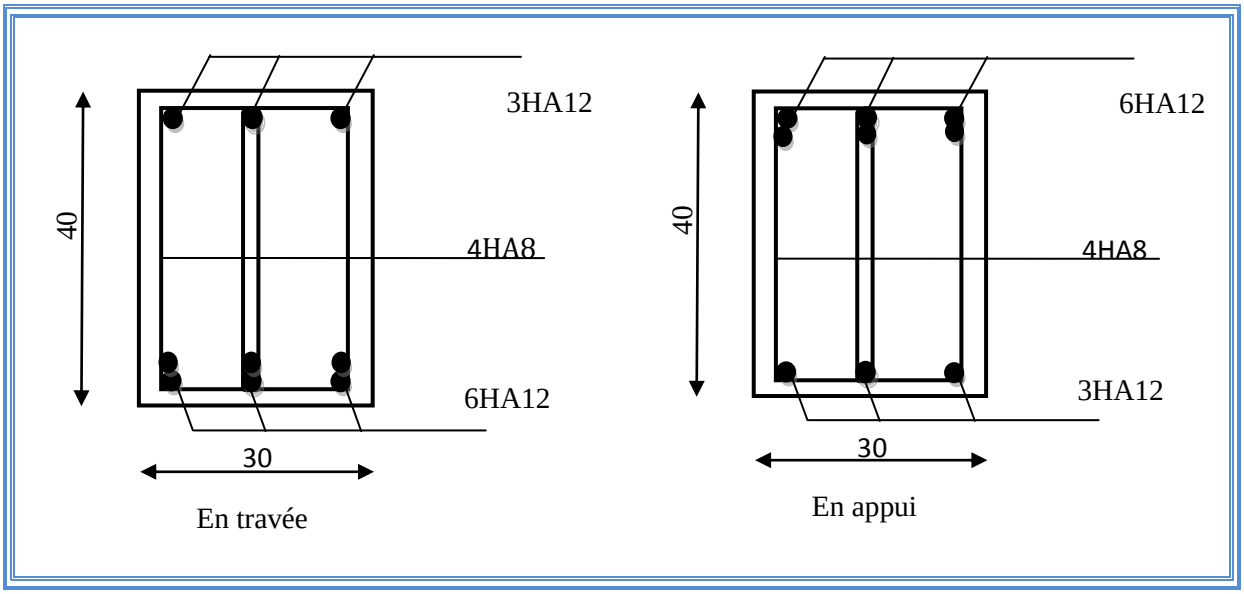


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires et de rive du niveau terrasse

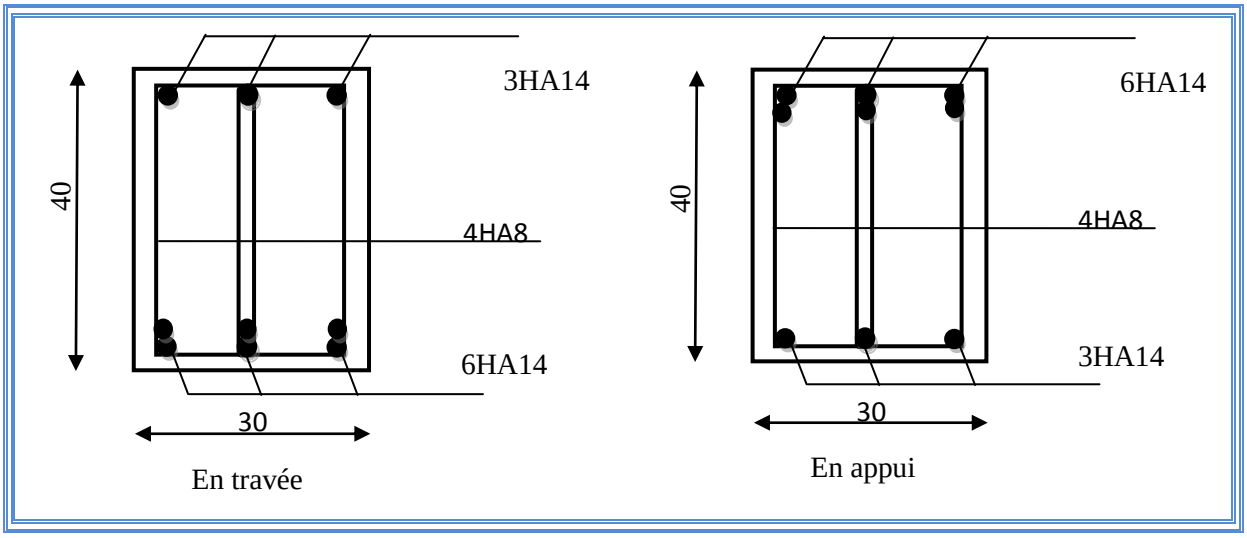


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires et rive des étages

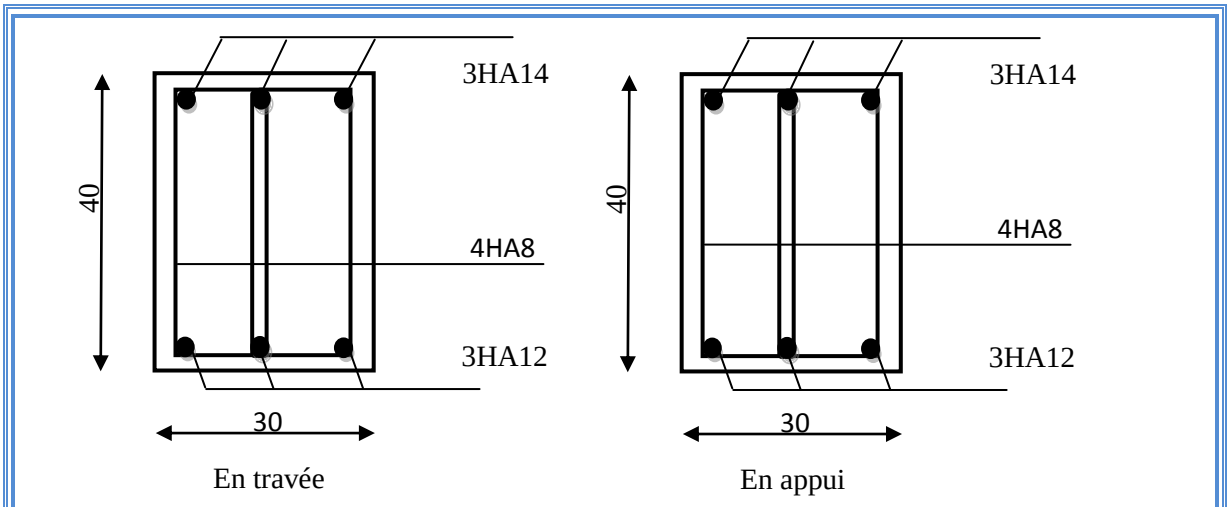


Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rive des étages

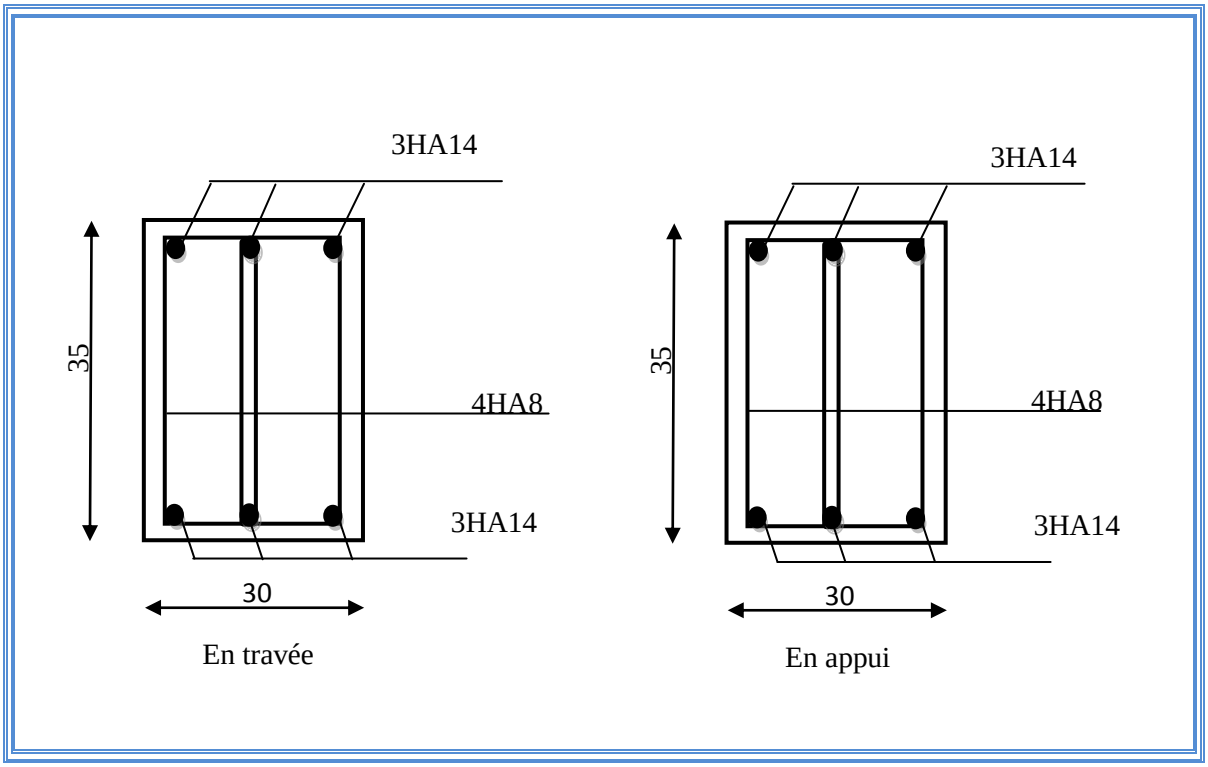


Figure 5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de tous les étages

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$ SI $A \leq 0$ [Art B.7.4]

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

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

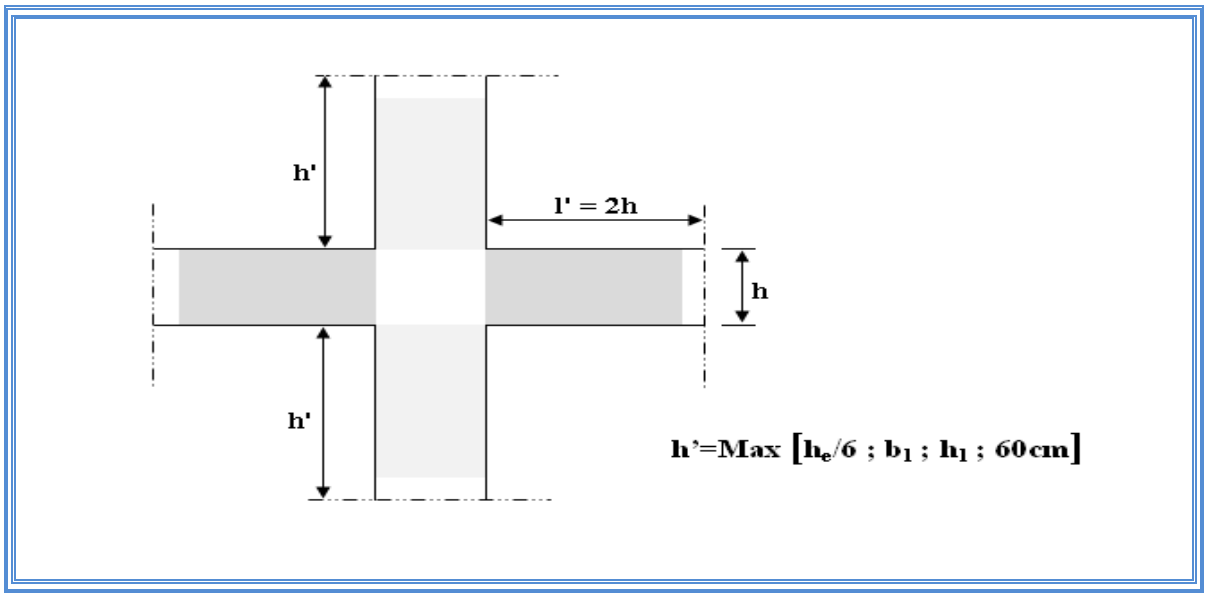


Figure 5-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: 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.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

❖ **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, 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 M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max},. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, 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 N_{max} et son M_{corres}.

❖ **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 N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat 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 :

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = \frac{M}{N}$
- e_2 : Excentricités du 2 emme ordre, dû 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 :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

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

GC=e1+e2+ea

M1=GC + h/2-c

NB ;

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue

Tableau 5-15 : vérification préliminaire pour les poteaux intermédiaire à l'ELU

	Section	Cas	N max (KN)	M corr. (KN.m)	MG (KN.m)	Combinaison	Lf/h	Max (15et e1x20/h)	vérif.
intermédiaire	POT A 35X35	Nmax --> Mcorr	333.69	1.68	1.6605	1.35G+1.5Q	6.120	15	cv
		Nmin --> Mcorr	29.1	4.98	7.02	0.8G+EDY	6.120	15	cv
		Mmax --> Ncorr	110.35	48.59	5.265	G+Q+EDY	6.120	15	cv
	POT A 40X40	Nmax --> Mcorr	666.67	1.67	1.5	1.35G+1.5Q	5.355	15	cv
		Nmin --> Mcorr	63.48	9.28	4.87	0.8G+EDY	5.355	15	cv
		Mmax --> Ncorr	193.13	69.31	3.65	G+Q+EdY	5.355	15	cv
	POT 45*45	Nmax --> Mcorr	1030.2	2.24	6.696	1.35G+1.5Q	4.760	15	cv
		Nmin --> Mcorr	13.46	7.84	6.04	0.8G+EdY	4.760	15	cv
		Mmax --> Ncorr	340.59	76.07	2.8	G+Q+EdY	4.760	15	cv
	pot 50*50	Nmax --> Mcorr	1239.86	11.14	7.857	1.35G+1.5Q	4.284	15	cv
		Nmin --> Mcorr	-0.053	11.32	7.78	0.8G+EdY	4.284	15	cv
		Mmax --> Ncorr	795.87	-61.34	12.26	G+Q+EdY	4.284	15	cv
	pot 55x55	Nmax --> Mcorr	1488.14	4.92	6.696	1.35G+1.5Q	4.327	15	cv
		Nmin --> Mcorr	28.52	9.16	6.11	0.8G+EdY	4.327	15	cv
		Mmax --> corr	1376.49	102.34	8.24	G+Q+EdY	4.327	15	cv

Tableau 5-16 : vérification préliminaire dans les poteaux de rive à l'ELU

	Section	Cas	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Combinaison	Lf /h	Max (15et e1x20/h)	vérif.
rive	POT A 35X35	Nmax --> Mcorr	298.97	19.68	1.35G+1.5Q	8.74	15	cv
		Nmin --> Mcorr	-36.11	25.47	0.8G+EDY	8.74	15	cv
		Mmax --> Ncorr	50.47	43.77	G+Q+EDY	8.74	15	cv
	POT A 40X40	Nmax --> Mcorr	650.59	22.4	1.35G+1.5Q	7.65	15	cv
		Nmin --> Mcorr	-93.154	34.56	0.8G+EDY	7.65	15	cv
		Mmax --> Ncorr	350.18	-58.59	G+Q+EDY	7.65	15	cv
	POT 45*45	Nmax --> Mcorr	1027.97	24.71	1.35G+1.5Q	6.80	15	cv
		Nmin --> Mcorr	-161.26	33.53	0.8G+EDY	6.80	15	cv
		Mmax --> Ncorr	570.73	68.45	G+Q+EDY	6.80	15	cv
	pot 50*50	Nmax --> Mcorr	1230.86	-33.31	1.35G+1.5Q	6.12	15	cv
		Nmin -> Mcorr	-179.71	30.93	0.8G+EDY	6.12	15	cv
		Mmax --> Ncorr	643.47	64.78	G+Q+EDY	6.12	15	cv
	pot 55x55	Nmax --> Mcorr	1461.32	-12.72	1.35G+1.5Q	6.18	15	cv
		Nmin --> Mcorr	-179.99	8.58	0.8G+EDY	6.18	15	cv
		Mmax --> Ncorr	801.16	106.5	G+Q+EDY	6.18	15	cv

V.3.1.d. Détermination des armatures des poteaux à l'ELU de résistance :

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

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

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : Calcule le ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU

	Section	GC (cm)	SECTION	A calcules (cm²)	A choie cm²	
intermédiaire	POT 35X35	4.07	SEC	0	3HA12	3.39
		21.01	SEC	0		
		46.90	SPC	3.02		
	POT 40X40	3.56	SEC	0	3HA12	3.39
		17.67	SEC	0		
		38.61	SPC	2.44		
	POT 45*45	4.66	SEC	0	3HA12	3.39
		61.33	SPC	0.33		
		24.97	SPC	0.69		
	pot 50*50	3.84	SEC	0	3HA12	3.39
		61.42	SPC	0.6		
		10.37	SEC	0		
	pot 55x55	3.79	SEC	0	3HA12	3.39
		35.15	SPC	0.72		
		10.10	SEC	0		

Tableau 5-18 : Calcule le ferraillage des poteaux de rive à l'ELU

position	Section	GC (cm)	section	$A_{calcules}$ cm²	A_{choi} cm²	
RIVE	POT A 35X35	21.28	SEC	0	3.39	3HA12
		74.37	SPC	2.47		
		90.64	SPC	2.85		
	POT A 40X40	8.15	SEC	0	4.62	3HA14
		40.62	SPC	3.63		
		20.55	SEC	0		
	POT 45*45	6.82	SEC	0	4.62	3HA14
		24.18	SPC	4.11		
		15.61	SEC	0		
	pot 50*50	6.82	SEC	0	4.62	3HA14
		20.51	SET	3.95		
		13.54	SEC	0		
	pot 55x55	5.89	SEC	0	4.62	3HA14
		8.65	SET	4.49		
		16.85	SEC	0		

Tableau 5-19 : ferraillages longitudinaux des poteaux finals

	niveau	A choie (cm) ²		A totale choie		A min RPA cm²	A final (cm²)	
intermédiaire	POT A 35X35	3.39	3HA12	9.04	8HA12	11.025	12HA12.	13.57
	POT A 40X40	3.39	3HA12	9.04	8HA12	14.4	8HA12+4HA14 .	15.21
	POT 45*45	3.39	3HA12	9.04	8HA12	18.225	12HA14.	18.47
	pot 50*50	3.39	3HA12	9.04	8HA12	22.5	12HA16.	24.13
	pot 55x55	3.39	3HA12	9.04	8HA12	27.225	8HA16+4HA20	28.65
RIVE	POT A 35X35	3.39	3HA12	9.04	8HA12.	11.025	12HA12.	13.57
	POT A 40X40	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	14.4	8HA12+4HA14 .	15.21
	POT 45*45	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	18.225	12HA14.	18.47
	pot 50*50	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	22.5	12HA16.	24.13
	pot 55x55	4.62	3HA12	12..3	8HA14.	27.225	8HA16+4HA20	28.65

V.3.1.e. 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 Mser, Nser selon les règles CBA93.

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.v_1}{I_G^{'}}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.[(v]_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = \text{k}.y_1$$

$$\sigma s = 15\ \text{k}.(d - y_1)$$

- Section entièrement comprimée

$$\sigma_s = \frac{\text{N}_{\text{ser}}\ .\text{a}}{\text{A1} * (\text{d} - \text{c1})}$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 201.63\text{MPa}$

Préj : préjudiciable

peu : peu nuisible

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant

Tableau 5-20 : vérification des armatures à ELS des poteaux intermédiaire

position	Section	Cas	Nser max (KN)	Mcorr (KN.m)	As cm²	fissure	section	σ_b	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
intermédiaire	POT A 35X35	Nmax --> Mcorr	243.91	1.26	4.52	peu	SEC	2.3	CV
		Nmin --> Mcorr	69.5	-7.83	4.52	peu	SPC	1.8	CV
		Mmax --> Ncorr	82.24	4.69	4.52	peu	SEC	1.3	CV
	POT A 40X40	Nmax --> Mcorr	486.39	-1.22	5.34	peu	SEC	2.9	CV
		Nmin --> Mcorr	299.45	6.89	5.34	peu	SEC	2.2	CV
		Mmax --> Ncorr	257.14	4.33	5.34	peu	SEC	1.8	CV
	POT 45*45	Nmax --> Mcorr	752.71	-1.78	6.16	peu	SEC	3.5	CV
		Nmin --> Mcorr	482.71	-1.78	6.16	peu	SEC	2.6	CV
		Mmax --> Ncorr	452.12	8.45	6.16	peu	SEC	2.3	CV
	pot 50*50	N max --> Mcorr	904.81	8.01	8.04	peu	SEC	3.6	CV
		Nmin --> Mcorr	584.62	10.87	8.04	peu	SEC	2.2	CV
		Mmax --> Ncorr	768.44	14.14	8.04	peu	SEC	3.4	CV
	pot 55x55	Nmax --> Mcorr	1084.02	3.54	10.3	peu	SEC	3.4	CV
		Nmin --> Mcorr	713.83	8.6	10.3	peu	SEC	2.4	CV
		Mmax --> Ncorr	1041.87	8.24	10.3	peu	SEC	3.4	CV

Tableau 5-21 : vérification des armatures à ELS des poteaux de rive

	n	N max (KN)	M corr (KN.m)	As (cm)²	fissure	section	σb	σs	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_S \leq [\sigma_S]$
RIVE	POT A 35X35	218.97	14.26	4.52	prej	SEC	3.8	44.7	CV	CV
		62.34	4.06	4.52	prej	SEC	2.1	12.7	CV	CV
		52.64	9.44	4.52	prej	SEC	3.7	52.5	CV	CV
	POT A 40X40	469.23	17.69	5.34	prej	SEC	3.7	53.6	CV	CV
		141.69	3.29	5.34	prej	SEC	1.1	15.4	CV	CV
		346.17	3.29	5.34	prej	SEC	2.2	32.8	CV	CV
	POT 45*45	751.12	18.16	6.16	prej	SEC	4.4	64.1	CV	CV
		221.57	4.15	6.16	prej	SEC	1.2	18	CV	CV
		596.25	23.47	6.16	prej	SEC	4	57.4	CV	CV
	pot 50*50	899.39	24.25	8.04	prej	SEC	4.2	61.9	CV	CV
		266.81	5.16	8.04	prej	SEC	1.2	17.3	CV	CV
		767.7	24.03	8.04	prej	SEC	3.7	54.7	CV	CV
	pot 55x55	1067.01	-9.25	10.3	prej	SEC	3.5	52.8	CV	CV
		316.73	4.96	10.3	prej	SEC	1.1	16.2	CV	CV
		979.68	31.77	10.3	prej	SEC	3.9	56.6	CV	CV

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible [τu]

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

- **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

dimension	Vu (KN)	Combinaison	τu (MPA)	CBA 93		RPA 2003					
				τu bar MPA	τu≤ [τu]	L_0 m	L_f	λ	ρ_d	$[\tau_u]$ MPA	τu≤ $[\tau_u]$
6.7 étage	37.13	G +Q+ EDY	0.33	4.35	CV	3.06	2.142	21.18	0.075	1.875	CV
4.5 étage	47.41	G +Q+ EDY	0.32	4.35	CV	3.06	2.142	18.53	0.075	1.875	CV
2.3 étage	52.3	G +Q+ EDY	0.27	3.26	CV	3.06	2.142	16.47	0.075	1.875	CV
1ere étage	60.75	G +Q+ EDY	0.26	3.26	CV	3.06	2.142	14.82	0.075	1.875	CV
RDC	88.02	G +Q+ EDY	0.30	3.26	CV	3.4	2.38	14.97	0.075	1.875	CV

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\emptyset_t$: 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 :

$$S_t \leq \frac{0.9 * At * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

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

  $\lambda_g = L_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
- Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III
- Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t*b)$ 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^o 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.

  - **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau 5-23 : les armatures transversales et leurs espacements CBA 93

niveau	CBA93						
	Ø l (mm)	$Ø_{t\ cal}$ (mm)	$Ø_{t.choisie}$ (mm)	At.(mm²) (HA)		St(mm)≤min (0.9*d ,40 cm)	$At * \frac{fe}{b0} * St \geq 0.4$
6.7eme	12	10	8	201	4HA8	292.5	CV
4.5eme	14	11	8	201	4HA 8	337.5	CV
2.3eme	14	13	8	201	4HA8	382.5	CV
1ere	16	14	8	201	4HA8	400	CV
RDC	16	16	10	314	4HA10	400	CV

Tableau 5.24 : les armatures transversales et leurs espacements RPA 99

étage	RPA 99 v 2003									$St_{choisie}$ cm	
	Qt cal (mm)	Qt choisie (mm)	At (mm²)	L_0 (m)	L_f	λ_g	ρ_d	Vu (KN)	St(mm)= h*fe*At/p*vu	zone courant	zone nodale
6.7eme	10	8	201	3.06	2.1	6.12	2.5	37.13	303.09	15	10
5.4eme	11	8	201	3.06	2.1	5.35	2.5	47.41	271.28	15	10
2.3eme	13	8	201	3.06	2.1	4.76	3.7	52.3	184.44	15	10
1ere	14	8	201	3.06	2.1	4.28	3.7	60.75	176.43	15	10
RDC	16	10	314	3.4	2.3	4.33	3.7	88.02	209.29	15	10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At./St.b) :**

Tableau 5-25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

étage	dimension	At (mm²)	St choisie (cm)		At. / (St*b)%		At./(St*b)%≥0.3 %		0.8%≥0At/(St*b)%≥0.3%	
			ZN	ZC	ZC	ZN	ZC	ZN	ZC	ZN
6.7eme	Pot (35)	201	10	15	0.57	0.38	CV	CV	--	--
5.4eme	Pot (40)	201	10	15	0.50	0.33	CV	CV	--	--
2.3 eme	Pot (45)	201	10	15	0.44	0.29	--	--	CV	CV
1ere	Pot (50)	201	10	15	0.40	0.26	--	--	CV	CV
RD C	Pot (55)	314	10	15	0.57	0.38	--	--	CV	CV

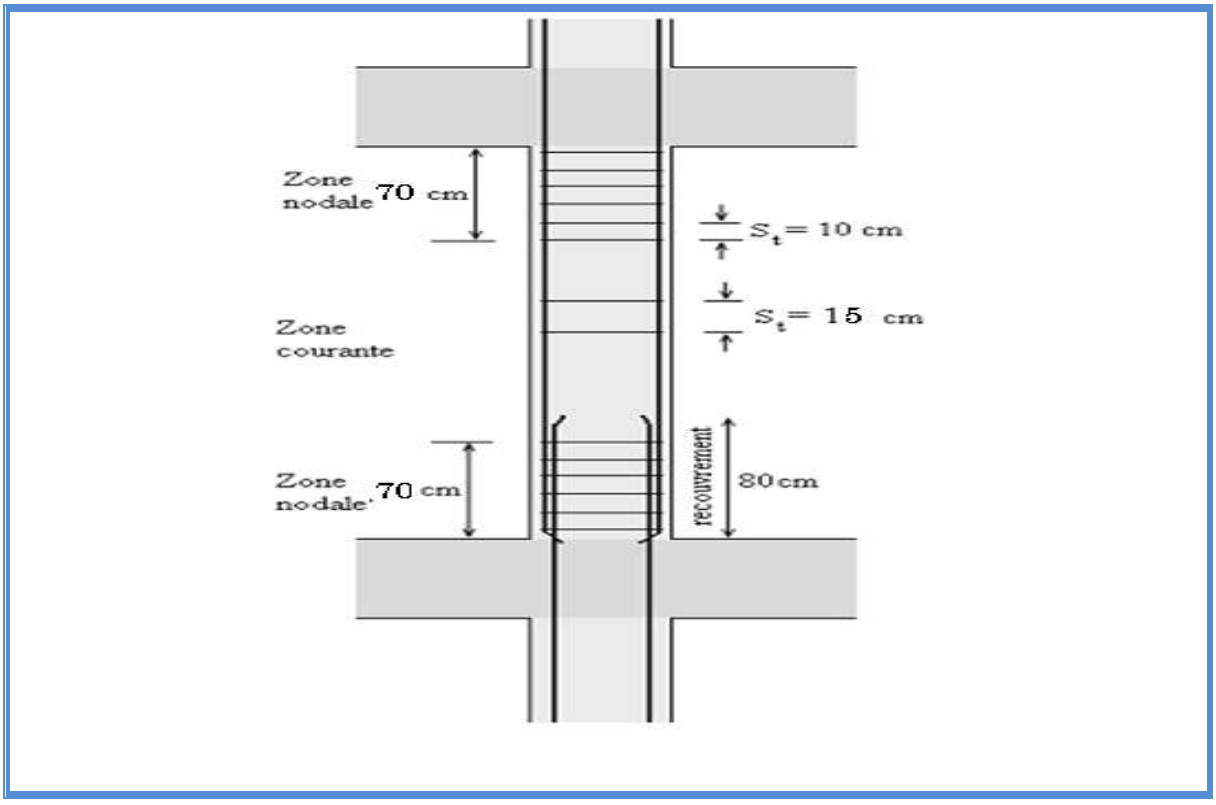


Figure 5-7 : Disposition des armatures pour les poteaux

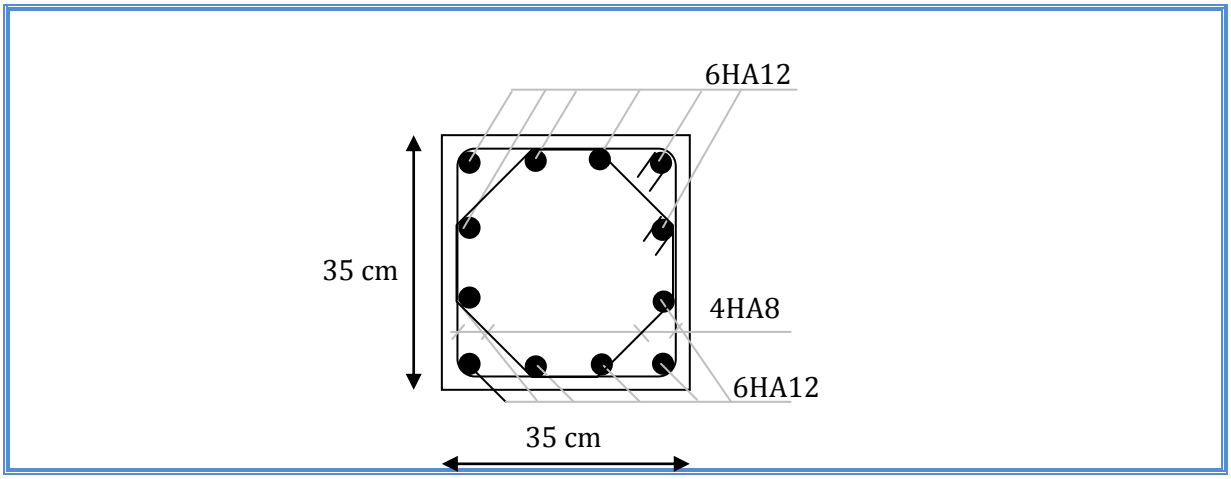


Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6.7.étage

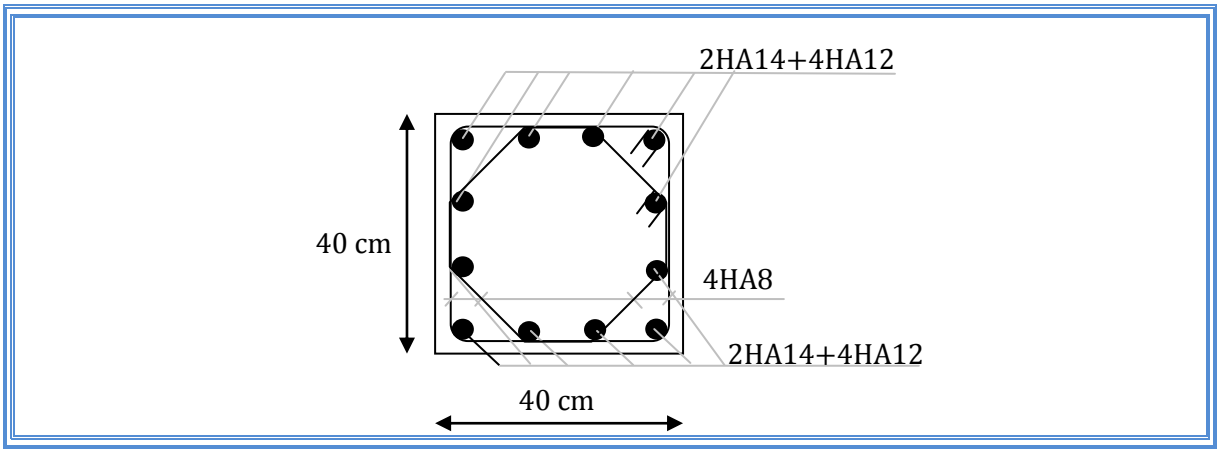


Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4.5 étage

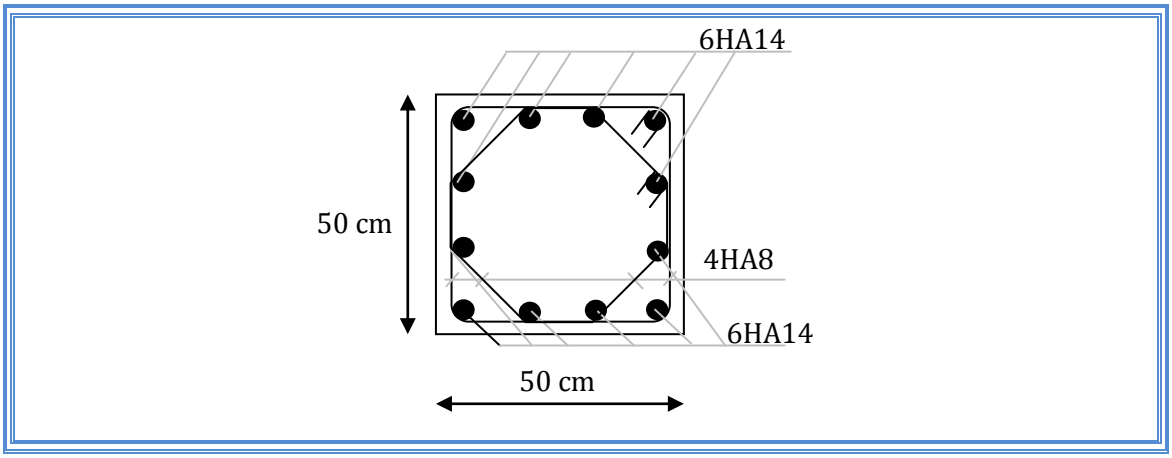


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2.3 étage

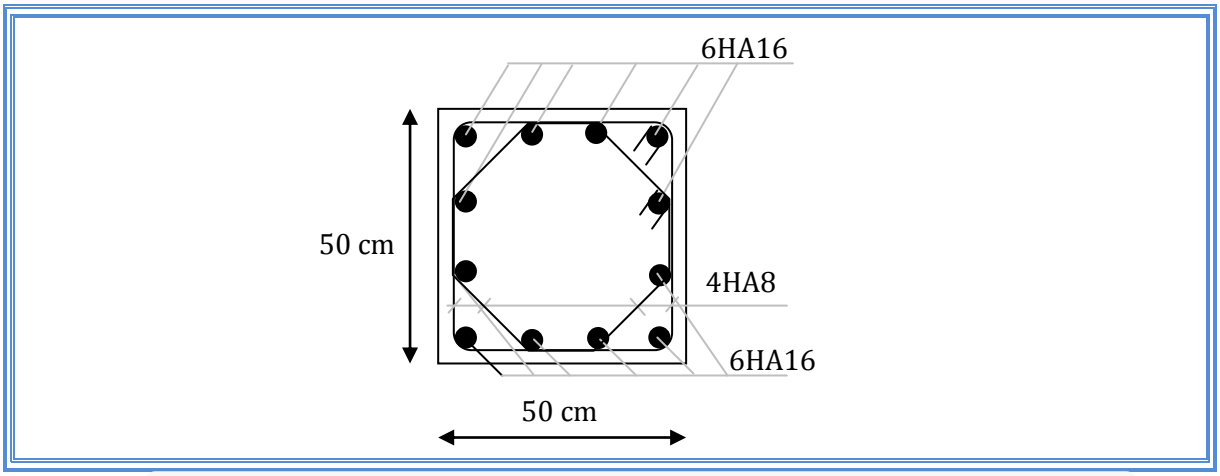


Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1ere étage

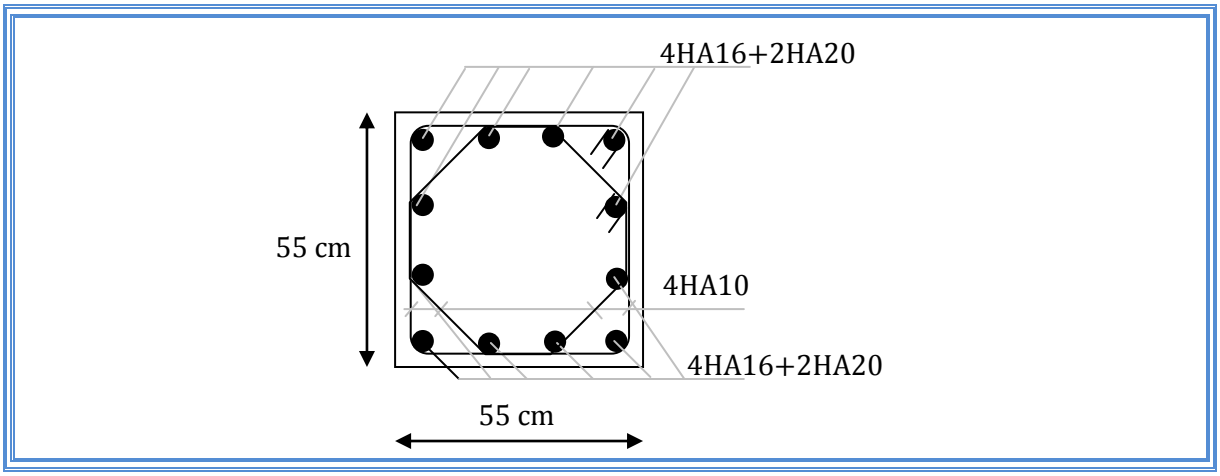


Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux intermédiaire et de rive de, RDC,

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers armatures diagonales "A_D".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) "A_c"..

V.4.3. Recommandations règlementaires pour les armatures des voiles A_v .A_h :

V.4.3.1. Armatures verticales A_v :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

Les aciers verticaux situés dans deux bandes, calculés en flexion composée et doivent respecter le pourcentage minimal et maximaux suivantes **:**

V.4.3.1. a. Selon le CBA 93:

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

V.4.3.1.b. Selon le RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu. $A_{vT} = 0{,}2\%.B_t$

B_t **:** La section horizontale tendue du voile. ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

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 **:**

$A_v = 0{,}15\%.B$ B **:** la section globale du voile.

$A_v = 0{,}10\%.B$ En zone courante. ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

V.4.3.c. Espacement des armatures verticales :

$$S_v \le \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

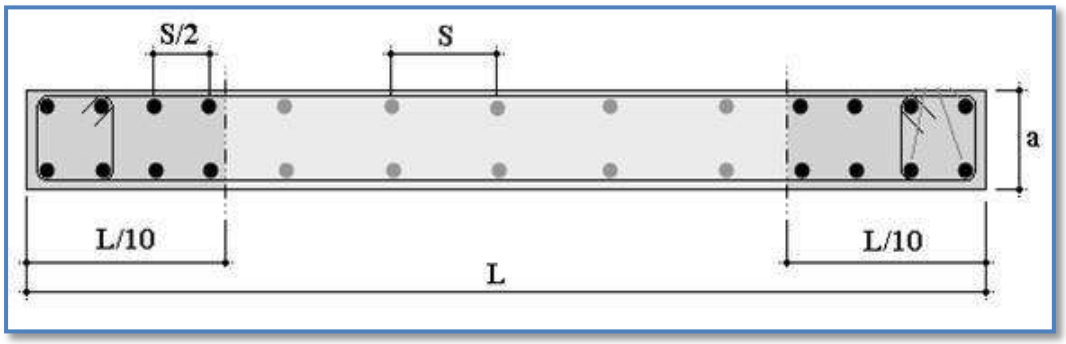


Figure 5.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3.2. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Avec ; A_h=nt *at

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

V.4.3.2.a. Espacement des armatures horizontales Selon le CBA 93:

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \quad \text{Et} \quad S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable}$$

τ_b : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h: hauteur utile.

V.4.3.2.b. Espacement des armatures Selon le RPA 99 V(2003): ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30cm\right]$$

V.4.3.3. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontal Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature. Ales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.4. Recommandations pour les voiles pour La longueur de recouvrement : **(RPA 99 et CBA 93) :** La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ**:** pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ**:** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

V.4.4.2. Détermination n des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau 5-26: Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s= 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 Mpa

V.4.5. des voiles pleines

V.4.5. 1. Calcule de ferraillage des voiles pleines à l'ELU

- **SENSE X ;** Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les Tableaux Suivants

Tableau 5-27 : Ferraillage des voiles pleines sens x

Niveau	voile	S (cm^2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	A calculée (cm2)	At. min RPA99	st	A choisie (cm)		A $_{tot}$ cm^2
7ème ETAGE	V1	16	150	140.4	235.05	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	110.06	110.37	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	124.24	52.7	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	150.83	173.92	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	184.15	153.18	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
6ème ETAGE	V1	16	150	252.7	373.24	ACC	3.57	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	354.53	151.63	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	174.95	29.19	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	344.28	523.16	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	491.79	470.7	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
5ème ETAGE	V1	16	150	440.5	454.56	ACC	3.02	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	558.69	-152.23	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	244.44	33.54	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	494.38	812.65	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	845.63	747.39	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
4ème ETAGE	V1	16	150	688.88	550.2	ACC	2.38	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	501.04	200.8	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	312.4	65.92	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6

	V4	16	380	596.69	1171.66	ACC	0.69	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	1164.59	1097.41	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
3ème ETAGE	V1	16	150	933.04	600.29	ACC	1.13	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	571.91	250.62	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	352.99	70.85	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	792.02	1448.04	ACC	0.37	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	1548.29	1379.53	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
2ème ETAGE	V1	16	150	1240.72	642.47	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	644.24	317.51	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	393.29	115.7	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1094.64	1742.56	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2082.59	1719.87	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
1ere ETAGE	V1	16	150	1485.79	550.54	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	887.25	757.93	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	410.9	59.99	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1312.48	1740.08	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2400.7	1842.85	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
RDC	V1	16	150	1814.83	625.31	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	1495.56	1885.11	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	434.94	327.9	ACC	1.14	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1671.48	1902.74	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2655.59	2011.96	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52

- **SENS-Y**

Tableau 5-28 : Ferraillage des voiles pleines sens y

Niveau	voile	S (cm^2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	A calculé (cm2)	At min RPA99	Sv (cm)	A choisie (cm^2)		A tot(cm^2)
7ème ETAGE	V1	16	375	183.24	190.85	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	139.41	18.8	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	269.21	275.53	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	128.05	40.26	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
6ème ETAGE	V1	16	375	369.12	330.41	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	395.71	49.9	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	617.14	751.59	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	264.17	134.34	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
5ème ETAGE	V1	16	375	505.39	571.54	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	630.52	149.23	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	958.3	1086.47	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	351.3	202.06	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
4ème ETAGE	V1	16	375	732.24	932.04	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	855.14	366.53	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1163.75	1520.45	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	518.61	277.16	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
3ème ETAGE	V1	16	375	935.23	1233.19	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	988.71	861.48	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1707.55	1874.37	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	753.82	329.26	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
2ème	V1	16	375	1237.14	1687.79	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52

ETAGE	V2	16	285	988.77	861.48	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	2127.27	2361.85	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1055.84	375.02	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
1ème ETAGE	V1	16	375	1430.78	2094.22	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	1092.25	1128.41	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1837.77	2686.14	ACC	5.62	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1225.95	370.29	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
RDC	V1	16	375	1656.14	2447.58	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	1160.22	1666.42	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	2191.71	2734.55	ACC	3.22	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1808.73	630.18	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38

V.4.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

❖ **SENS X**

Tableau 5-29 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens X

Niveau	voile	S (cm2)	N_{SER} (KN)	M_{SER} (KN.m)	As (cm²)	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7ème ETAGE	V1	16×150	76.33	94.1	11.3	1.4	21.55	cv	cv
	V2	16×2.05	81.32	80.05	15.82	0.77	11.44	cv	cv
	V3	16×140	91.18	38.29	11.3	0.93	13.7	cv	cv
	V4	16×380	127.5	9.28	28.26	0.2	3.11	cv	cv
	V5	16×375	142.12	17.4	28.26	0.24	3.73	cv	cv
6ème ETAGE	V1	16×150	153.66	89.64	11.3	1.71	25.1	cv	cv
	V2	16×2.05	259.68	109.7	15.82	1.4	21.82	cv	cv
	V3	16×140	181.81	25.29	11.3	1.1	16.4	cv	cv
	V4	16×380	270.8	25.25	28.26	0.45	6.78	cv	cv
	V5	16×375	316.13	18.28	28.26	0.52	7.68	cv	cv
5ème ETAGE	V1	16×150	222.86	81.09	11.3	1.86	27.41	cv	cv
	V2	16×2.05	408.58	110.37	15.82	1.8	28.16	cv	cv
	V3	16×140	260.54	25.98	11.3	1.4	21.32	cv	cv
	V4	16×380	397.6	12.64	28.26	0.61	9.23	cv	cv
	V5	16×375	455.99	2.04	28.26	0.69	10.35	cv	cv
4ème ETAGE	V1	16×150	295.89	79	11.3	2.01	31.01	cv	cv
	V2	16×2.05	548.36	104.13	15.82	2.3	33.22	cv	cv
	V3	16×140	340.06	26.32	11.3	1.7	26.22	cv	cv

	V4	16×380	529.84	7.63	28.26	0.8	12.04	cv	cv
	V5	16×375	619.32	18.52	28.26	0.97	14.53	cv	cv
3ème ETAGE	V1	16×150	350.05	65.82	11.3	2.14	31.75	cv	cv
	V2	16×2.05	660.87	87.43	15.82	2.4	36.24	cv	cv
	V3	16×140	392.99	19.02	11.3	1.86	27.86	cv	cv
	V4	16×380	624.77	11.58	28.26	0.95	14.97	cv	cv
	V5	16×375	729.54	26.54	28.26	1.15	17.26	cv	cv
2ème ETAGE	V1	16×150	410.56	56.44	11.3	2.2	30.4	cv	cv
	V2	16×2.05	781.13	84.33	15.82	2.73	40.87	cv	cv
	V3	16×140	453.67	16.51	11.3	2.07	31.5	cv	cv
	V4	16×380	740.42	12.48	28.26	1.12	16.88	cv	cv
	V5	16×375	882.59	48.29	28.26	1.42	21.37	cv	cv
1ere ETAGE	V1	16×150	446.22	36.57	11.3	2.1	31.78	cv	cv
	V2	16×2.05	897.76	4.33	15.82	2.5	37.64	cv	cv
	V3	16×140	477.25	15.87	11.3	2.16	32.29	cv	cv
	V4	16×380	808.99	14.48	28.26	1.3	18.46	cv	cv
	V5	16×375	993.29	47.81	28.26	1.59	23.85	cv	cv
RDC	V1	16×150	473.59	0.65	11.3	1.78	26.78	cv	cv
	V2	16×305	1254.73	122.68	15.82	4.3	64.37	cv	cv
	V3	16×140	485.09	13.55	11.3	2.15	32.16	cv	cv
	V4	16×380	880.8	17.63	28.26	1.34	20.15	cv	cv
	V5	16×375	1030.28	67.96	28.26	1.86	25.29	cv	cv

SENS-Y

Tableau 5-30 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens y

Niveau	voile	S (cm2)	N SER (KN)	M SER (KN.m)	As cm²	σb	σs	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
7ème ETAGE	V1	16×375	131.43	30.69	28.26	0.25	3.87	cv	cv
	V2	16×285	120.72	130.81	21.47	0.7	10.43	cv	cv
	V3	16×300	165.11	34.53	22.6	0.42	6.28	cv	cv
	V4	16×190	66.79	11.3	14.69	0.28	4.26	cv	cv
6ème ETAGE	V1	16×375	293.89	51.76	28.26	0.47	6.97	cv	cv
	V2	16×285	343.2	100.96	21.47	1.04	15.5	cv	cv
	V3	16×300	373.62	60.86	22.6	0.89	13.41	cv	cv
	V4	16×190	148.84	3.25	14.69	0.47	6.98	cv	cv
5ème ETAGE	V1	16×375	419.63	70.37	28.26	0.77	11.58	cv	cv
	V2	16×285	543.74	92.41	21.47	1.4	21.03	cv	cv
	V3	16×300	556.29	77.18	22.6	1.29	19.35	cv	cv
	V4	16×190	231.76	1.23	14.69	0.7	10.41	cv	cv
4ème ETAGE	V1	16×375	565.67	80.33	28.26	1.01	15.16	cv	cv
	V2	16×285	763.25	83.33	21.47	1.8	27.1	cv	cv
	V3	16×300	765.87	71.43	22.6	1.67	25.005	cv	cv

	V4	16×190	316.49	0.93	14.69	0.94	14.15	cv	cv
3ème ETAGE	V1	16×375	661.48	78.78	28.26	1.15	17.3	cv	cv
	V2	16×285	900	80.86	21.47	2.07	31.04	cv	cv
	V3	16×300	896.14	61.74	22.6	1.88	28.23	cv	cv
	V4	16×190	387.15	2.45	14.69	1.65	17.46	cv	cv
2ème ETAGE	V1	16×375	802.53	74.35	28.26	1.35	20.34	cv	cv
	V2	16×285	1101	71.4	21.47	2.44	36.54	cv	cv
	V3	16×300	1081.09	33.83	22.6	2.14	32.14	cv	cv
	V4	16×190	456.73	5.91	14.69	1.39	20.29	cv	cv
1ème ETAGE	V1	16×375	874.6	93.56	28.26	1.5	22.55	cv	cv
	V2	16×285	1195.61	34.14	21.47	2.49	37.39	cv	cv
	V3	16×300	1153.37	71.62	22.6	2.4	35.96	cv	cv
	V4	16×190	508.61	8.52	14.69	1.57	23.52	cv	cv
RDC	V1	16×375	938.24	88.82	28.26	1.6	23.84	cv	cv
	V2	16×285	1256.14	69.63	21.47	2.7	41.05	cv	cv
	V3	16×300	1185.4	20.11	22.6	2.29	34.45	cv	cv
	V4	16×190	569.8	6.45	14.69	1.73	26.03	cv	cv

V.4.5.3.calcule d'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible **:**

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v \leq \min\begin{cases} 1.5 \times 16 = 24\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$ En prendre S_v =20cm

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants**:**

St = 20 cm …. (En zone courante).

St = 10 cm …..(En zone d'extrémité du voile).

V.4.5.4. Vérifie des voiles a l'effort tranchant et calcule d'armature horizontale :

V.4.5.4.a. Armatures horizontales :

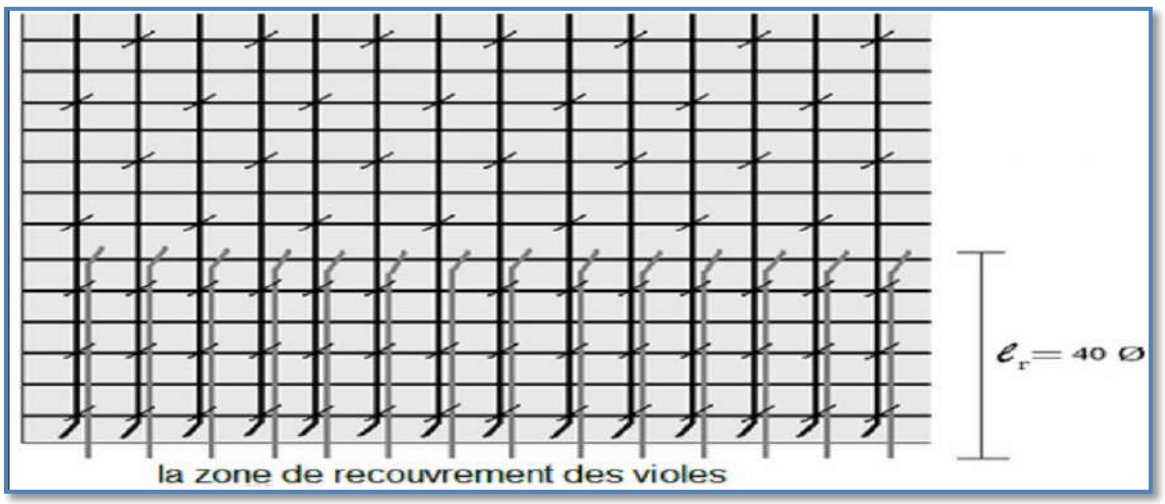


Figure .14. les Armatures horizontales des voiles.

V.4.5.4.b. Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

❖ **SENS X**

Tableau 5-31 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux

Niveau	voile	S (cm2)	T (KN)	τ_U	situ	$[\tau_U]$	vérif.	$\emptyset_h$	$S_{h\ max}$ RPA	$S_{h\ max}$ CBA	S_{h} CHOI	$A_{h\ choie}$ (cm²)	
7ème ETAGE	V1	16×150	180.95	1.17	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	59.38	0.28	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	18.3	0.13	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	127.08	0.33	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	107.18	0.28	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
6ème ETAGE	V1	16×150	245.29	1.59	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	95.71	0.45	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	24.75	0.17	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	347.43	0.89	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10

	V5	16×375	295.22	0.77	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
5ème ETAGE	V1	16×150	294.85	1.91	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	102.18	0.48	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	25.24	0.18	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	503.05	1.29	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	420.66	1.09	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème ETAGE	V1	16×150	354.68	2.30	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	113.95	0.54	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	38.8	0.27	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	665.17	1.70	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	561.62	1.46	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème ETAGE	V1	16×150	378.05	2.45	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	126	0.60	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	35.17	0.24	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	763.54	1.95	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	656.86	1.70	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10

2ème ETAGE	V1	16×150	398.42	2.58	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	150.77	0.72	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	56.49	0.39	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	828.67	2.12	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	745.54	1.93	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ere ETAGE	V1	16×150	334.01	2.16	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	340.73	1.62	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	101.2	0.70	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	729.68	1.87	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	726.36	1.88	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
RDC	V1	16×150	317.25	2.06	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×305	849.01	4.03	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	139.64	0.97	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	563.54	1.44	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	672.47	1.74	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10

SENS Y

Tableau 5-32 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux

Niveau	voile	S (cm2)		T (kN)	τ_U	situ	$\bar{\tau}$CBA	vérif.	Qh	Sh max RPA	Sh max CBA	Sh choi	Ah choie	
7eme étage	V1	16	100	22.18	0.22	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	181.8	0.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
6eme étage	V1	16	100	57.21	0.56	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	212.65	0.94	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
5ème étage	V1	16	100	89.66	0.87	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	213.84	0.95	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème étage	V1	16	100	150.22	1.46	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	726.43	3.21	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème étage	V1	16	100	185.49	1.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	790.27	3.49	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

2ème étage	V1	16	100	239.65	2.33	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	886.74	3.92	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ème étage	V1	16	100	274.62	2.67	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	1007.16	4.45	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
RDC	V1	16	100	176.89	1.72	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	380	1102.95	2.82	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

Conclusion :

D ans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le Ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais Cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez Important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

V.4.6. ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6. 1. Les trimétaux :

V.4.6. 1.1.Ferraillage des trimétaux a L'ELU

Le calcule de ferraillage de trimétaux c'est la même que les voile pleine

SENS X :

Tableau 5-33 : ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux)

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
7ème ETAGE	V1	16	108	153.8	203.67	ACC	3.45	2.592	15	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	150	117.09	74.35	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	154.64	38.37	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
6ème ETAGE	V1	16	108	157.87	233.92	ACC	4.26	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	266.77	153.39	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	368.98	72.78	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
5ème ETAGE	V1	16	108	167	314.28	ACC	6.52	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	407.58	224.4	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	540.48	97.42	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
4ème ETAGE	V1	16	108	243.76	403.61	ACC	8.43	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	550.41	280.55	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08

	V3	16	240	733.54	98.23	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
3ème ETAGE	V1	16	108	318.1	455.31	ACC	9.01	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	555.43	653.58	ACC	6.23	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	862.67	99.01	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
2ème ETAGE	V1	16	108	408.11	504.73	ACC	9.03	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	566.28	536.77	ACC	3.54	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	816.5	261.35	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
1ereETAGE	V1	16	108	470.66	409.84	ACC	6.26	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	1082.25	334.18	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	380	1143.24	1790.11	ACC	0	9.12	15	20HA12	22.6	27.12
RDC	V1	16	108	485.24	481.32	ACC	8.66	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	1378.4	145.02	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	380	1248.47	2268.71	ACC	1.28	9.12	15	20HA12	22.6	27.12

❖ **SENS -Y**

Tableau 5-34: ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux) sens y

Niveu	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
7ème étage	V1	16	100	47.02	78.45	ACC	1.57	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	186.04	127.04	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
6ème étage	V1	16	100	116.81	117.45	ACC	1.8	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	330.24	207.49	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
5ème étage	V1	16	100	157.19	156.63	ACC	2.47	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	394.29	274.62	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
4ème étage	V1	16	100	213.91	225	ACC	3.95	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1215.36	335.72	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
3ème étage	V1	16	100	287.54	263.92	ACC	4.34	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1531.97	324.23	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
2ème étage	V1	16	100	395.26	325.43	ACC	5.33	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1880.62	455.07	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
1ere étage	V1	16	100	474.26	375.88	ACC	6.41	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1706.44	1156.8	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
RDC	V1	16	100	664.45	248.75	ACC	0	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	380	2353.06	3410	ACC	0	9.12	15	18HA12	20.34	40.68

V.4.6.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

❖ **SENCE X**

Tableau 5-35 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens x

Niveau	voile	S (cm2)		N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	As cm²	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7ème ETAGE	V1	16	108	51.53	5.17	11.3	0.37	5.53	CV	CV
	V2	16	150	47.06	9.34	13.56	0.18	2.28	CV	CV
	V3	16	240	93.69	67.23	22.6	0.55	8.21	CV	CV
6ème ETAGE	V1	16	108	127.44	6.9	11.3	0.79	11.79	CV	CV
	V2	16	150	97.64	11.5	13.56	0.32	4.86	CV	CV
	V3	16	240	226.98	110.35	22.6	1.08	16.3	CV	CV
5ème ETAGE	V1	16	108	201.93	12.38	11.3	1.28	19.05	CV	CV
	V2	16	150	145.1	15.35	13.56	0.47	7.13	CV	CV
	V3	16	240	328.27	157.31	22.6	1.55	23.08	CV	CV
4ème ETAGE	V1	16	108	276.24	8.58	11.3	1.57	23.48	CV	CV
	V2	16	150	194.17	8.72	13.56	0.84	12.36	CV	CV
	V3	16	240	441.37	191.63	22.6	1.99	29.2	CV	CV
3ème ETAGE	V1	16	108	334.33	10.98	11.3	1.92	28.53	CV	CV
	V2	16	150	322.7	6.91	13.56	1.22	19.28	CV	CV
	V3	16	240	523.24	233.39	22.6	2.39	35.53	CV	CV
2ème ETAGE	V1	16	108	400.47	4.14	11.3	2.02	31.33	CV	CV
	V2	16	150	353.72	10.7	13.56	1.44	21.66	CV	CV
	V3	16	240	615.13	266.27	22.6	2.77	41.23	CV	CV
1ere ETAGE	V1	16	108	442.54	6.37	11.3	2.35	35.22	CV	CV
	V2	16	150	363.62	10.79	13.56	1.48	22.3	CV	CV
	V3	16	380	1004.5	33.23	22.6	2.52	37.86	CV	CV
RDC	V1	16	108	481.48	3.29	11.3	2.48	37.22	CV	CV
	V2	16	150	371.78	50.89	13.56	20.3	30.19	CV	CV
	V3	16	380	1078.96	33.23	22.6	2.69	40.42	CV	CV

❖ **SENS** Y

Tableau 5-36 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens y

Niveau	voile	S (cm2)		Nser (KN)	Mser (KN.m)	As cm²	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7eme étage	V1	16	100	31.26	24.84	10.17	0.8	12.47	CV	CV
	V2	16	220	124.62	40.44	20.34	0.55	8.23	CV	CV
6eme étage	V1	16	100	69.17	25.58	10.17	1.07	15.42	CV	CV
	V2	16	220	225.04	88.92	20.34	1.1	16.25	CV	CV
5ème étage	V1	16	100	106.81	24.83	10.17	1.2	18.34	CV	CV
	V2	16	220	316.81	124.31	20.34	1.54	22.3	CV	CV
4ème étage	V1	16	100	143.82	21.67	10.17	1.17	17.23	CV	CV
	V2	16	220	468.18	124.31	20.34	1.94	28.05	CV	CV
3ème étage	V1	16	100	173.78	17.04	10.17	1.43	21.45	CV	CV
	V2	16	220	556.71	192.71	20.34	2.57	38.25	CV	CV
2ème étage	V1	16	100	205.56	12.36	10.17	1.47	21.3	CV	CV
	V2	16	220	658.59	201.75	20.34	2.88	42.89	CV	CV
1ere étage	V1	16	100	230.8	10.08	10.17	1.55	23.02	CV	CV
	V2	16	220	663.89	174.6	20.34	2.7	45.3	CV	CV
RDC	V1	16	100	225.36	15.36	10.17	1.66	24.66	CV	CV
	V2	16	380	1051.05	115.23	20.34	3.38	50.23	CV	CV

V.4.6.1.3. Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux

❖ **SENS X**

Tableau 5-37: Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens x

Niveau	voile	T (kN)	τ_u	situation	$\tau u \leq [\tau_{u\,CBA}]$	vérif.	$\emptyset_h$ (mm)	Sh max RPA	Sh max CBA	$S_{h\,CHOI}$	Ah choie	
7ème ETAGE	V1	157.38	1.42	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	11.2	0.07	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	22.39	0.09	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
6ème ETAGE	V1	159.12	1.43	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	37.93	0.25	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	118.11	0.48	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
5ème ETAGE	V1	207.86	1.87	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	67.15	0.44	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	148.31	0.60	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème ETAGE	V1	265.06	2.39	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

	V2	96.43	0.63	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	196.8	0.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème ETAGE	V1	295.76	2.66	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	658.21	4.27	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	213.12	0.86	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
2ème ETAGE	V1	325.34	2.93	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	534.78	3.47	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	337.03	1.37	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ème ETAGE	V1	304.46	2.74	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V2	372.7	2.42	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V3	504.78	1.29	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
RDC	V1	250.23	2.25	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V2	224.05	1.45	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V3	692.93	1.77	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10

SENS Y

Tableau 5-38 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens y

Niveau	voile	T (kN)	τ_U	situation	vérif.	Qh	Sh max RPA	Sh max CBA	$S_{h\ CHOI}$	$A_{h\ choie}$	
7eme étage	V1	22.18	0.22	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	181.8	0.80	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
6eme étage	V1	57.21	0.56	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	212.65	0.94	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
5ème étage	V1	89.66	0.87	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	213.84	0.95	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème étage	V1	150.22	1.46	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	726.43	3.21	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème étage	V1	185.49	1.80	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	790.27	3.49	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
2ème étage	V1	239.65	2.33	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	886.74	3.92	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ème etage	V1	274.62	2.67	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	1007.16	4.45	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
RDC	V1	176.89	1.72	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	1102.95	2.82	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

V.4.6.2. Les 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.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les Règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

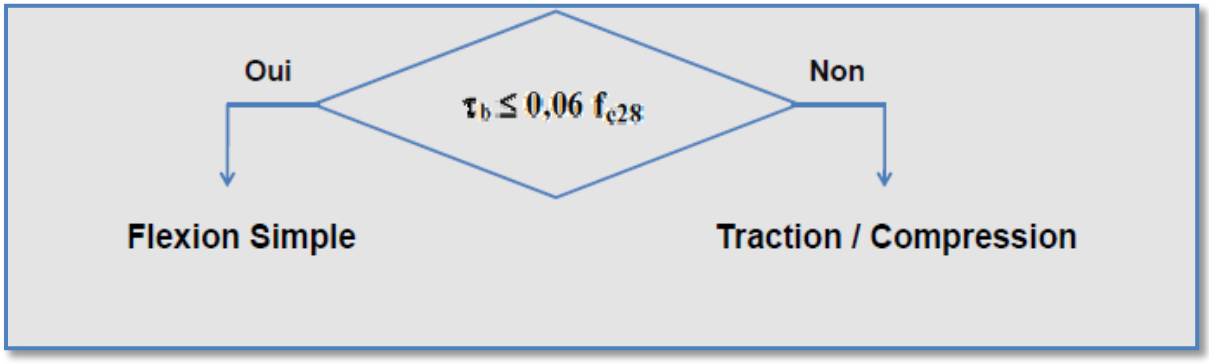


Figure 5.15. Le ferraillage du linteau

V.4.6.2.a Recommandations réglementaires:

V.4.6.2.a.1 Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

V.4.6.2.a.2 Selon le RPA 99 :

- **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):**

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2\times f_{c28}$

Où :

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\ V$

b_0: Épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d= 0.9×h.

Vu: effort tranchant ultime

V.4.6.2.b. Ferraillage des linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple et en traction /compression avec les efforts M et T.

On devra disposer:

1. **Premier cas voile soumis à la flexion simple :** $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.1):**
   - des aciers longitudinaux de flexion: Al
   - des aciers transversaux: At
   - des aciers en partie courante (acier de peau): Ap

Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule **:**

$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$ Avec Z= h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant **:** $\bar{V}$ = 1.4 V

h: hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux:

❖ **cas 01:** linteau long ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$

On a : St : Espacement entre les armatures transversales.

A_t: Section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

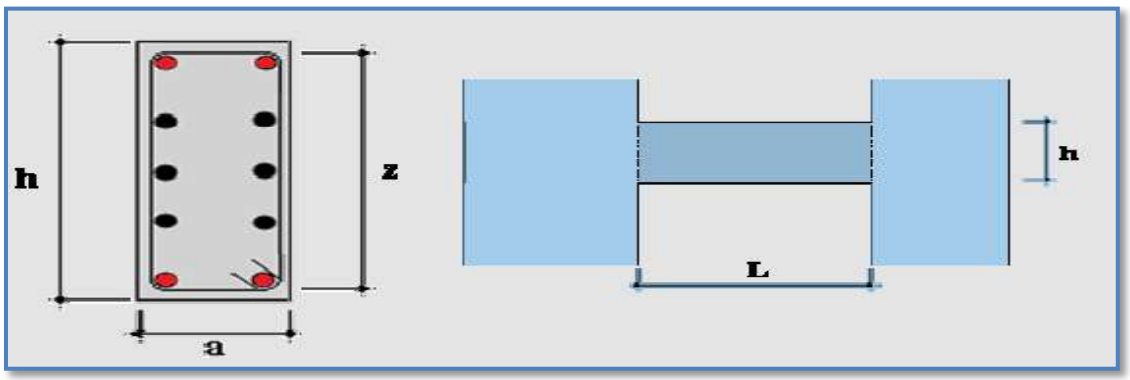


Figure 5.16. Linteau long.

cas 02: linteau courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

On doit avoir **:**

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{\bar{V} + A_t \times f_e}$

V = min (V1, V2).

$V2 = 2 \times Vu_{calcul}$

$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$

Avec Mci et Mcj moments « résistants ultimes »des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée Lij et calculés par **:**

Mc = $A_l \times f_e \times Z$

Avec z = h - 2d'

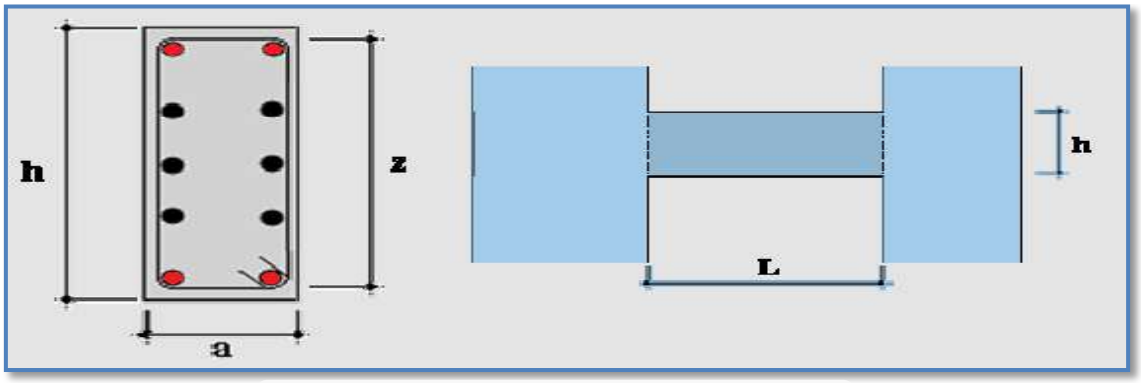


Figure 5.17. Linteau courts.

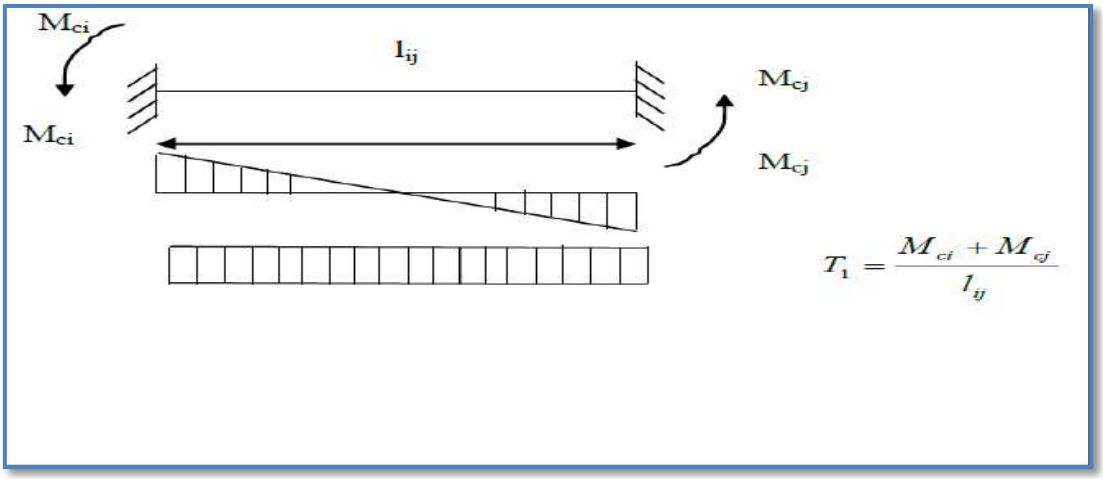


Figure 5.18. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée L_{ij}

2. **Deuxième cas voile soumis à Compression et traction :** $\tau_b > 0.06\times f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.2):**

➢ Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (Supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de Peau) suivant les minimum réglementaires.

➢ Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de Compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures Diagonales A_d à disposer obligatoirement.

➢ Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule**:**

$$A_d = \frac{V}{2\times f_e \times \sin\alpha}$$

Avec **:** $\frac{h-2d}{L}$ V = V calcul (sans majoration).

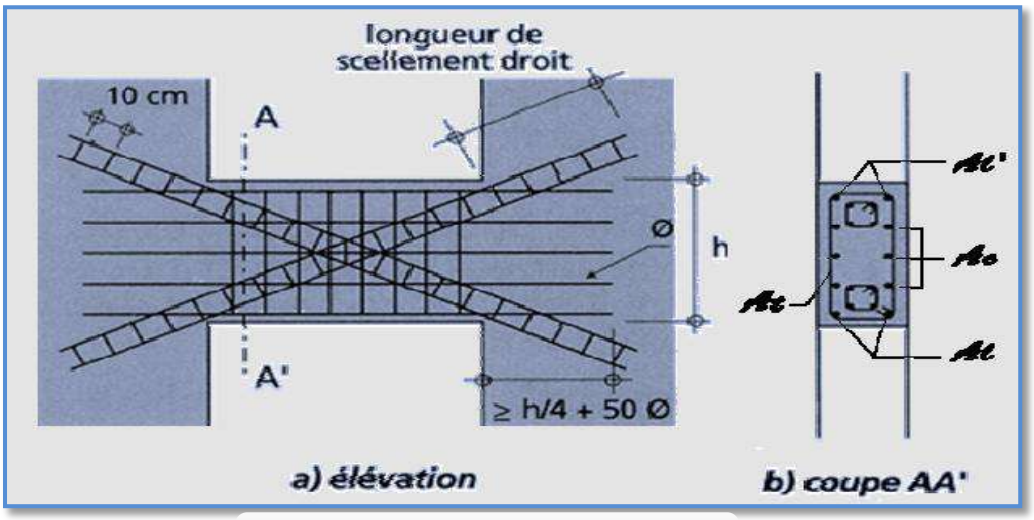


Figure 5.19. Armatures de linteaux.

V.4.6.2.c. Ferraillage minimal :(RPA99 Art 7.7.3.3):

➢ Armatures longitudinales **:**

$(A_l ; A_l') \geq 0,0015\times b\times h$ (0, 15%)

➢ Armatures transversales **:**

Pour $\tau_b \leq 0{,}025\times f_{c28}$ **:**

$A_t \geq 0,0015\times b\times S$ (0, 15%)

Pour $\tau_b > 0{,}025\times f_{c28}$:

$A_t > 0,0025\times b\times S$ (0, 25%)

➢ Armatures de peau **:**

$A_c \geq 0{,}002\times b\times h$ (0, 20 %)

A_c (2 nappes) doivent être au

Total d'un minimum égal à 0.20%.

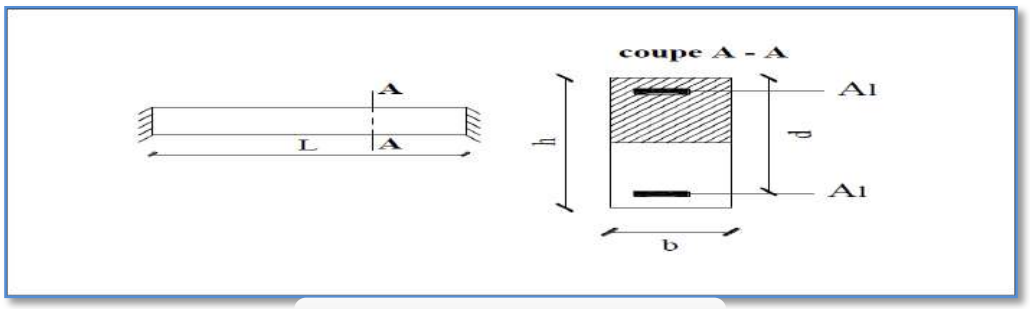


Figure 5.20. Section du linteau

V.4.6.2.d. Armatures des linteaux: Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant **:**

tableau 5.39. Détermination de la nature de sollicitation

Niveau	voile	e(Cm)	h(m)	L(m)	T (KN)	τb	**0.06 fc28**	τb ≤ **0.06 fc28**	nature de l'effort	M(KN.m)
7ème étage	V1	16	0.66	1.2	30.25	0.45	1.5	cv	flexion	18.34
	V2	16	0.86	1	166.63	1.88	1.5	cnv	traction / compression	88.93
	V3	-	-	-	-	-	-	-	------	-
	V4	16	0.86	1.2	131.2	1.49	1.5	cv	flexion	0.65
	V5	16	0.86	1.2	55.52	0.63	1.5	cv	flexion	0.42
1.2.3.4.5ème étage	V1	16	1.66	1.2	552.77	3.24	1.5	cnv	traction / compression	313.2
	V2	16	0.86	1	925.6	10.46	1.5	cnv	traction / compression	462.86
	V3	16	1.68	1.2	793.59	4.59	1.5	cnv	traction / compression	0.17
	V4	16	0.86	1.2	709.27	8.02	1.5	cnv	traction / compression	0.15
	V5	16	0.86	1.2	272.78	3.08	1.5	cnv	traction / compression	0.35
RDC et 1ere étage	V1	16	1.8	1.2	528.84	2.89	1.5	cnv	traction / compression	303.61
	V2	-	-	-	-	-	-	-	------	-
	V3	16	2.29	1.2	930.46	3.95	1.5	cnv	traction / compression	0.19
	V4	16	1.2	1.2	721.07	5.84	1.5	cnv	traction / compression	0.36
	V5	-	-	-	-	-	-	-	-------	-

Tableau 5.40. ferraillage du linteau

Niveau	voile	A calculé (cm²)				St(cm)	A choisie (cm²)			
		Ad	Al	At	Ac		Ad	Al=Al'	At	Ac
7ème ETAGE	V1	-	1.05	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V2	3.19	2.06	0.6	2.75	15	4HA12=52	2HA12=2.26	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V3	-	0.01	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V4	-	0.03	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V5	-	-	-	-	-	--	-	-	--
.2.3.4.5, 6ème étage	V1	8.53	3.98	0.6	5.31	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V2	17.74	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V3	12.19	4.03	0.6	5.38	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V4	13.6	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V5	5.23	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
RDC .1ere étage	V1	10.44	4.32	0.6	5.76	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V2	-	-	-	-	-	--	-	-	--
	V3	13.13	5.5	0.6	7.33	15	8HA14=12.3	6HA12=6.79	2HA8=1.01	8HA12=9.05
	V4	11.73	2.88	0.6	3.84	15	8HA14=12.3	6HA12=6.79	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V5	-	-	-	-	-	--	-	-	--

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction générale :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (sem es isolée filan et radier général).

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Rapport de sol.

VI.2. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale a du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation

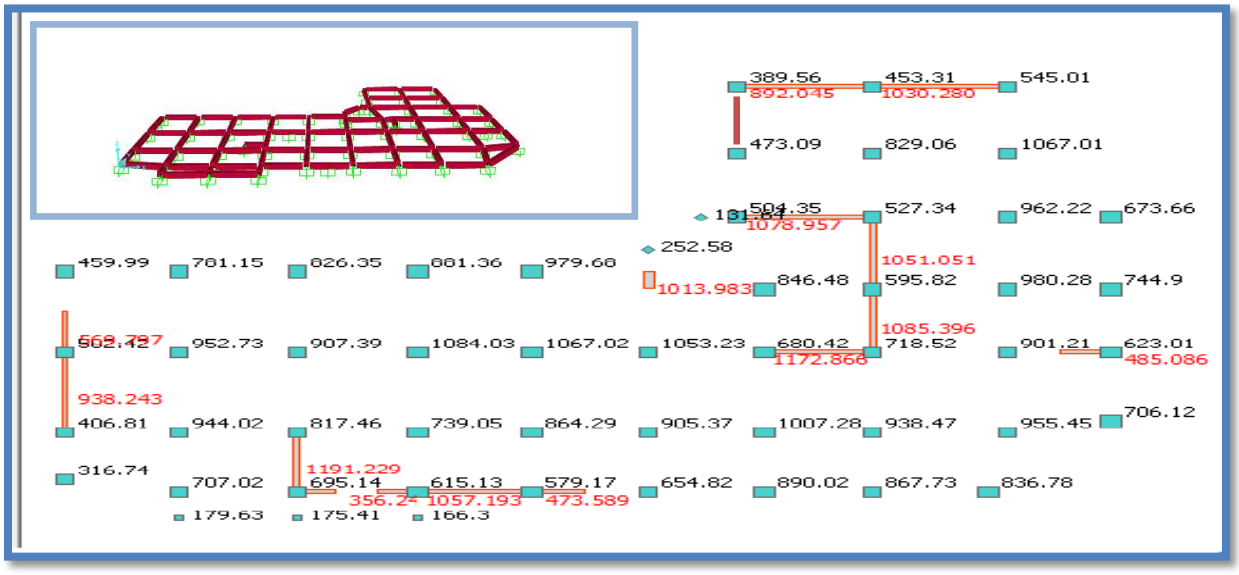


Figure 6-1 : les efforts normaux des poteau et des voiles à l'ELS



Figure 6-2 : Semelle isolée sous poteau.

VI.3. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$,

Avec : $A = \sqrt{S}$

Poids de semelle $= B_{ch} \cdot A_{ch} \cdot h_{ch} \cdot \rho$ béton

Pious A_{pot} =a x b x $\rho_{béton}$ x D'

D'=D-h_{long} -h_{ch}

P remblai = (A x B)-(axb)*D'x ρ béton ⟹ $A_{ch} >= \frac{a.Nser}{b.\sigma sol}$ avec A = B donc

Dimensionnement de la semelle isolée :								
Paramètres de calcul :			Dimensionnement initial			Vérification des contraints :		
a =	55	cm	B >=	2036	mm	P semelles =	54.45	kN
b =	55	cm	B ch. =	2.2	m			
c =	3	cm	A =	2.2	m			
D =	1.5	m	A ch. =	2.2	m	P Poteau =	4.15	kN
h long =	35	cm	h s >=	44.25	cm			
σsol =	0.2	Mpa	hs ch =	45	cm	P remblai =	45.66	kN
ρ béton =	25	kN/m3						
ρ sol h =	18.3	kN/m3	D' =	70	cm	Бcal =	0.193	Mpa
Nser =	829.06	KN						

Tableau.6-1: L'effort normal des semelles isolées à l'ELS.

	N 1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9
s1	1007.28	1053.23	1067.01	1067.02	1084.03	1013.98			
s2	938.47	944.02	944.02	952.73	955.45	955.45	962.22	979.68	980.28
s3	901.2	905.4	907.4						
s4	706.12	707.02	739.05	781.15					
s5	473.09	459.99							
s6	890.02	881.36	867.73	864.29	846.48	836.78	829.06	826.35	
s7	654.82	673							
s8	316.74								

S1=S2, S3=S6, S5=S8, S4=S7 Dance on a 4 type des semelles

S1, S2, S3, S4

Tableau.6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
s1	250x 250x55	250x 250x55	250x 250x55	250x 250x55	250X 250X55	250X 250X55			
s2	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55
s3	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50						
s4	210x 210x45	210x 210x45	210x 210x45	220x 220x50					
s5	170x 170x35	170x 170x35							
s6	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50	220x 220x50	220x 220x50	220x 220x50		
s7	200x 200x40	200x 200x40							
s8	140x 140x30								

VI.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

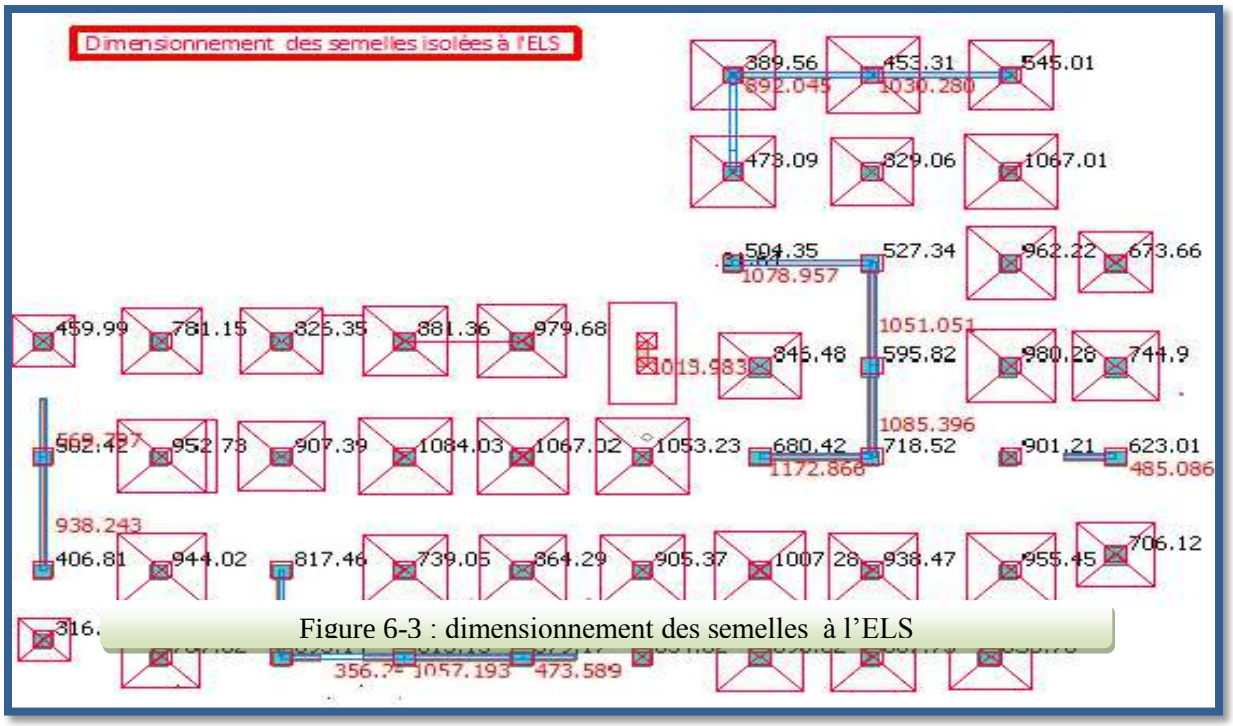


Figure 6-3 : dimensionnement des semelles à l'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{rembli}}{S_{choisi}} \leq [\sigma_s]$$

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$A_{morcé\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
S_1	1084.03	785.93	4.53	65.30	0.196	CV
S_3	907.4	66.12	4.91	59.32	0.196	
S_4	781.15	60.50	4.91	53.97	0.186	
S_5	473.09	25.28	6.05	37.88	0.188	

VI .3.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre

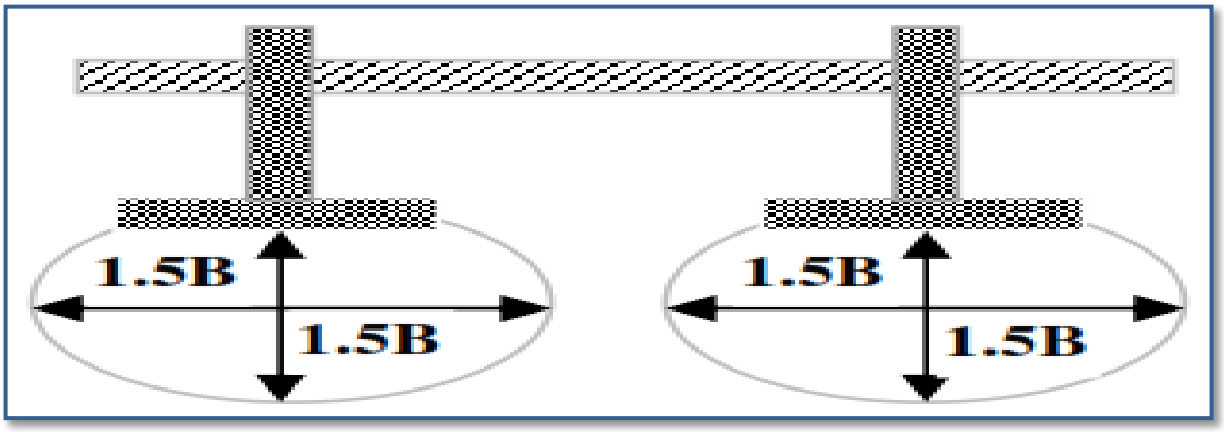


Figure6-4 : Les bulles de pression.

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
L6-L5	S1	2.5	2.5	3.75	3	cnv
L6-L5	S1	2.5	2.5	3.75	3	cnv
L5	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L4	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L1-L2	S1-S3	2.5	2.3	3.6	3.38	cnv
L1-L2	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L4	S3-S4	2.3	2.1	3.3	3.25	cnv
L4	S1-S3	2.5	2.3	3.6	3.28	cnv
L3	S1	2.5	2.5	3.75	3.25	cnv
L3	S1	2.5	2.5	3.75	3.28	cnv

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

VI.4. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

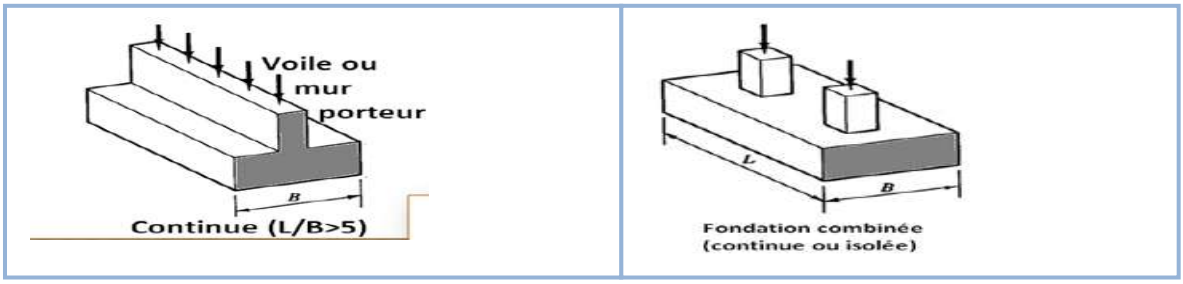


Figure 6-5 : Schéma d'une semelle filante sous

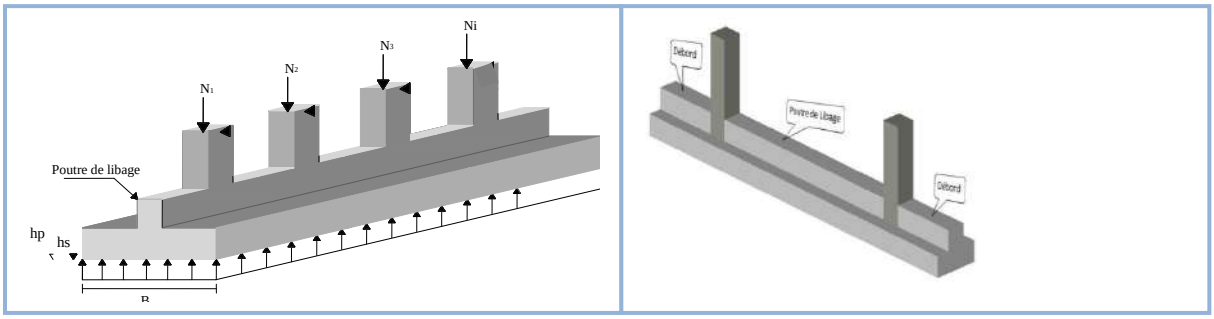


Figure 6-6 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.

- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$

Dimensionnement de la semelle filante :					
Paramètres de calcul :			Paramètres de calcul :		
Fc28 =	25	Mpa	a =	55	cm
L_{max} =	2.85	m	b =	55	cm
K =	4	kg /cm3	c =	3	cm
E =	32164.2	Mpa	D =	1.5	m
Pré-dimensionnement de la poutre de libage :			h long =	35	cm
			σsol =	0.2	Mpa
b =	50	cm	ρbéton =	25	kN/m3
hp >=	345	mm	ρsol h =	18.3	kN/m3
hp ch =	35	cm	Lt =	24.3	m
les sollicitations de Poutre de libage :			B >=	1422.14	mm
			Bch =	1.8	m
			hs >=	34.25	cm
Q ELU :	443.51	kN/ml	hsch =	35	cm
Q ELS :	328.52	kN/ml	D' =	0.8	m

Tableau 6-6: dimensions des semelles filantes sous voiles

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(cm)
SF_1	24.3	7983.09	328.52	1.42	1.8	0.35	3
SF_3	30.8	9918.35	322.02	1.4	1.8	0.35	
SF_5	11.9	4008.06	336.81	1.46	1.8	0.35	
SF_7	9	3564.38	396.04	1.73	2	0.45	
SF_8	9	2889.22	321.02	0.9	1.3	0.35	
SF_9	14	2757.35	196.55	0.55	1	0.35	
SF_{10}	11.2	1916.93	171.15	1.11	1.4	0.35	
SF_{11}	8.5	1606.59	189.01	1.41	1.7	0.35	

Tableau 6-7: dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
SF_2	27.90	7983.09	286.13	1.12	1.40	0.35	0.03
SF_4	27.50	6543.15	237.93	1.01	1.40	0.35	
SF_6	9.00	2445.47	271.71	1.18	1.40	0.35	

VI.4.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$A=N\left(1+\frac{3e_0.b}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right)$; $ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Avec :

- N : étant le nombre de barres
- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L(m)	N Elu(KN)	$N_{ser(KN)}$	$N_{elu/ml(KN/ml)}$	$N_{ser/ml(KN/ml)}$	$A_{elu(cm^2)}$	Aser(cm^2)	$A_{choisie(cm2)}$	B choix	St (cm)
SF_1	24.3	8750.11	7983.0	360.08	328.52	5.05	7.94	8HA12=9.04	180avecESP=12	15
SF_2	27.9	10886.6	7983.0	390.2	224.02	5.61	5.55	7HA12	140	
SF_3	30.8	13482.51	9918.3	437.74	322.02	6.14	7.78	8HA12	180	
SF_4	27.5	10809.41	9918.3	393.06	237.93	5.65	5.89	7HA12	140	
SF_5	11.9	3468.54	4008.0	291.47	336.81	4.09	8.14	8HA12	180	
SF_6	9	3233.5	4008.0	359.27	271.71	5.16	6.73	7HA12=7.91	140	
SF_7	9	4682.38	3564.3	520.26	369.04	8.47	10.35	10HA12=11.3	200esp=10	
SF_8	9	3585.14	1635.6	398.34	181.73	3.35	2.64	6HA12=07.91	130	
SF_9	14	3680.1	1916.9	262.86	136.92	1.33	1.19	6HA12	100	
SF_{10}	11.2	2500.79	2889.2	223.28	136.92	2.13	2.25	6HA12	140	
SF_{11}	8.5	1898.26	2757.3	223.28	324.39	2.88	7.21	7HA12	170	

Remarque :

Les semelles filantes sous poteaux **SF2, SF4 ; SF6**

- **Armature de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A(cm^2).}{4} \quad ; \quad ESp = \frac{B-2.e-\emptyset}{(n-1)}$$

Tableau 6-9 : Armature de répartition

Semelle	A répartition (cm²)	A répartition (cm²)	Esp (cm)	B (cm)
SF_1	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_2	3.56	7HA12=7.92	20	140
SF_3	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_4	3.56	7HA12=7.92	20	140
SF_5	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_6	2.76	7HA12=7.92	20	140
SF_7	5.65	10HA12=11.30	20	200
SF_8	3.56	7HA12=7.92	20	130
SF_9	1.69	5HA12=7.92	20	100
SF_{10}	2.37	7HA12=7.92	20	140
SF_{11}	3.02	7HA12=7.92	20	170

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B

Tableau.6-10 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

semelle	HA (mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF_1	12	42.85	22.5	45	ancrage courbe ou rectiligne.
SF_2			17.5	35	
SF_3			22.5	45	
SF_4			17.5	35	
SF_5			22.5	45	
SF_6			17.5	35	
SF_7			25	50	
SF_8			16.25	32.5	
SF_9			12.5	25	
SF_{10}			17.5	35	
SF_{11}			21.25	42.5	

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : **[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau 6-11: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	8750.11	13.1	0.05	1.3	0.45	CV
SF_2	10886.6	5.67	------	1.7	0.35	
SF_3	13482.51	10.63	0.06	1.5	0.45	
SF4	10809.41	43.86	------	1.8	0.35	
SF_5	3468.54	11.68	------	1.3	0.45	
SF_6	3233.5	4.25	------	1.9	0.35	
SF_7	4682.384	8.35	------	1.3	0.5	
SF_8	3585.14	4.85	------	1.6	0.325	
SF_9	3680.1	11.05	------	1.5	0.25	
SF_{10}	2500.79	11.68	------	1.6	0.35	
SF_{11}	1898.26	8.01	------	1.3	0.425	

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de raideur du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1, PL2, et PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF9, SF10 et SF11) respectivement.

Tableau 6 -12 : Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm4)	Le (m)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	$I(m^{4)}$	$\frac{\pi.}{2}.l_{e>=l}$	HP
PL1	0.55	3.35	0.7	0.04	2.14	3.36	0.036	CV	0.92
PL2	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL3	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL4	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL5	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL6	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL7	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL8	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL9	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL10	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL11	0.55	2.75	0.7	0.02	1.76	2.76	0.016	CV	0.71

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :$q \leq \frac{\sum N}{L}$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6-13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	**$\sum N$ (ELU) KN**	**$\sum N$ (ELS) KN**	**L(m)**	**q_u (KN/m^2)**	**q_{ser} (KN/m^2)**	**l(m)**
PL1	7678.63	6911.62	24.3	315.99	284.42	3.35
PL2	9890.22	6250.43	27.9	427.58	224.03	3.8
PL3	12197.31	8633.15	30.8	**396.01**	280.29	3.75
PL4	9854.44	5588.18	27.5	435.56	203.21	3.8
PL5	2943.33	3482.85	11.9	247.33	292.67	3.8
PL6	2920.64	2132.6	9	427.58	236.96	3.8
PL7	4233.42	3115.42	9	470.38	346.16	3.8
PL8	3197.93	2502.03	9	355.32	278	3.8
PL9	3323.96	2401.45	14	237.42	171.53	3.75
PL10	3197.93	1562.02	11.2	285.52	139.47	3.75
PL11	1669.6	1377.93	8.5	196.42	162.11	2.75

Tableau 6-14: les 3 type de poutre de libage les plus défavorable

Poutre de libage	∑N (ELU) KN	∑N (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL3	12197.31	8633.15	30.80	396.01	280.29
PL7	4233.42	3115.42	9.00	470.38	346.16
PL10	3197.93	1562.02	11.20	285.52	139.47

VI.5.2.Calcul des moments :

- Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

- En travées :

À l'ELU:

$$Mt = M0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS : $Mt = M0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau 6-15: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL3	399.38	162.17	286.04	225.35
PL7	788.71	369.77	580.42	272.12
PL10	323.81	167.01	321.81	151.05

VI.5.3Armatures longitudinales :

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.\, b.\, d^2} \quad ; \text{On a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 6-16: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL3	Travée	162.17	67	1.59	0.00	2HA12=2.26
	appui	399.38	67	13.27	0.00	7HA16=14.06
PL7	Travée	369.77	67	10.84	0.00	6HA16=12.05
	appui	788.71	67	34.77	0.00	18HA16=36.17
PL10	Travée	167.01	67	3.33	0.00	2HA16=4.01
	appui	323.81	67	10.85	0.00	10HA12=11.30

VI.5.4Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau 6-17: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL3	Travée	2.26	286.04	6.00	201.63	CV
	appui	14.06	225.35	7.40		
PL7	Travée	12.05	580.42	7.20		
	appui	36.17	272.12	14.30		
PL10	Travée	4.01	321.81	2.30		
	appui	11.30	151.05	7.80		

VI.5.5.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.6.Armatures transversales :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau 6-18: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL3	676.26	1.83	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL7	378.48	1.07	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL10	1056.68	2.86	2.5	6HA8=3.02	10	15

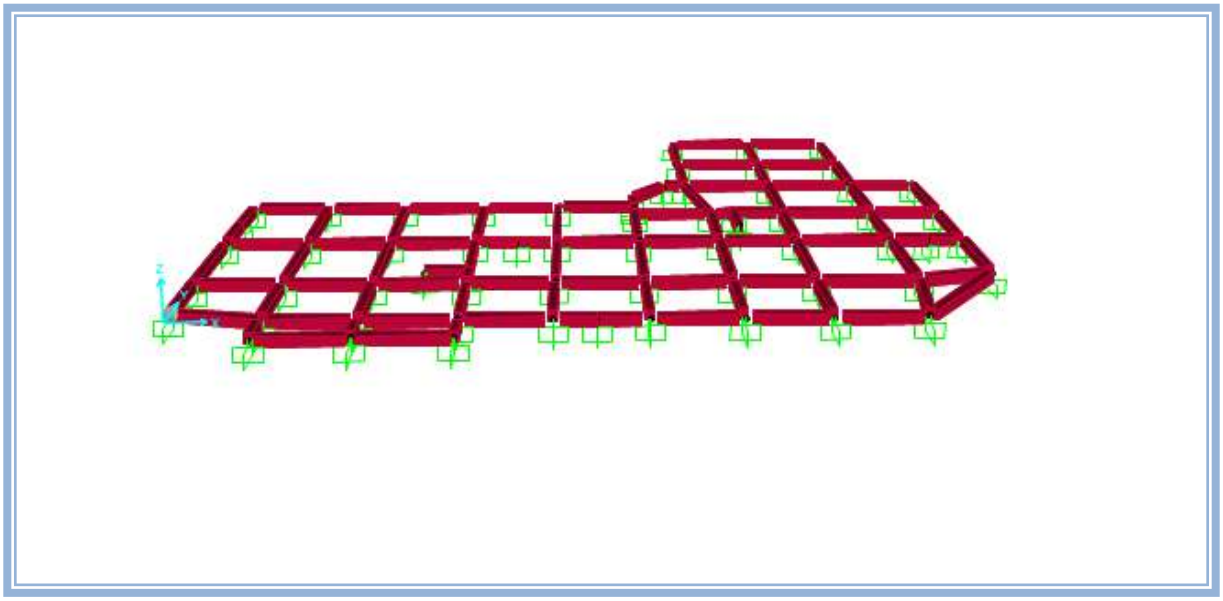


Figure 6-7: longrines (sa p 2000 v 17).

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*35 cm^2

VI.6.1.Recommandation des règlements :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15∅1)

Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq min\ [0.9d\ ;\ 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ Mpa$
- $A_t/(b.S_t\ ) \geq \frac{[\![\gamma_s(\tau]\!]_u - 0.3 f_{c28}.k\ )}{(0.9 f_e\ (cos\alpha + si\ n[\![\alpha\ )]\!])b}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN **avec :α**=12

$$\boldsymbol{A = (F/\sigma s)}$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau : 6-19 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	A calculée (cm^2)	A choisie(cm^2)	Vérif.	A_{min} CBA (cm^2)	A tôt (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérif.
30*35	1489.98	149.00	4.28	3HA14=4.6	CV	0.90	6HA14= 9.24	5.45	C.V

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{Achoisie}$$

$[\sigma s] = min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma s \leq [\sigma s]$

Tableau .6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σs Mpa	$[\sigma_s]$Mpa	$\sigma s \leq [\sigma_s]$
30*35	1085.34	108.53	9.23	117.58	201.63	CV

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

➢ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

➢ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

$-St = min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]

- $S_t \leq$ h/2 .....[Zone courant]

- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm

$$-\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa$$

$$-\ (At \times fe)/(b \times St) \geq \frac{[\![\gamma_s(\tau]\!]_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + si\ n[\![\alpha i)]\!]}$$

-Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau : 6-21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

CBA 93	RPA 99			St et At adopté (cm)				
b xh(cm^2)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*35	30	0.9	8.75	17.5	1.35	10	15	4HA8 =2.01

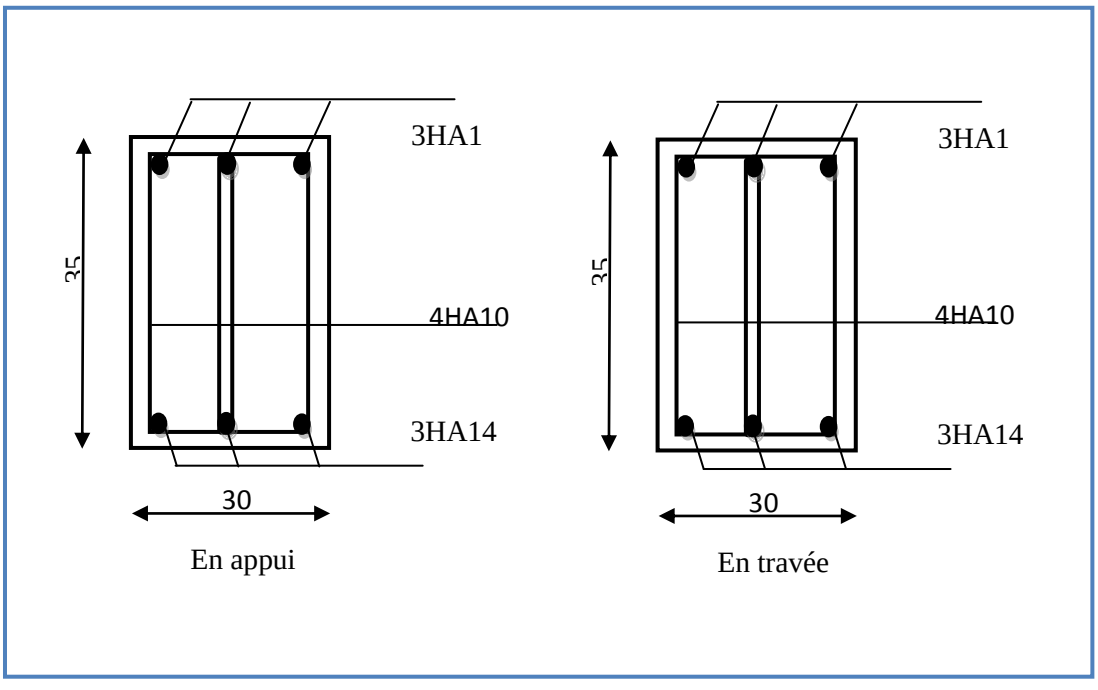


Figure : 6-8 ; ferraillage de longrine

Conclusion

Conclusion

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Références bibliographique

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure e béton «HENRY THONIER ».
- Cours de formation

Logiciels :

- Sap 2000 version 17
- SOCOTEC
- EXPERT BA 2010
- Excel