République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Construction et matériaux

Thème

Etude d'un bâtiment (RDC+7) à usage d'habitation avec un système de contreventement mixte (voiles +portiques).

Etudie par :

Melle: HANBLI NAWAL

Mr : LAHLOUB ABDELMALAK

Encadré par :

Dr: DEBIEB FARID

Co-Promoter:

Mr :IRKI ILYES

Promotion juin 2013



بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **DEBEIB** ET **IRKI ILYES** pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et le confiance qu'elle nous a accordée.*

***Nous** tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

***Nos** sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation*

*Et un grand merci pour le bureau d'étude d'architecture « **SALLALI LILA** »*

NAWAL** ET **ABDELMALAK

إهداء

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك

و الصلاة و السلام عليك يا سيدي رسول الله.

اهدي ثمرة هذا العمل المتواضع إلى الذي رباني على الفضيلة والأخلاق وزرع الثقة

في نفسي، وكان لي القدوة والسند في الحياة

أبي العزيز علي.

إلى من حملتني وهنا على وهن، وتعبت لأجلي لأستريح، صاحبة الحضن الدافئ والقلب المعطاء إلى

أمي فاطمة أطال الله في عمرها، وأدامها تاجا فوق رأسي

إلى أخواتي:ريان,أمينة . إلى إخوتي:محمد, عمر، بلال,عبد الله ,و إلى الكتكوت صهيب أتمنى

لهم النجاح في دراستهم والوصول إلى مستوى أعلى.

إلى كل الأصدقاء و رفقاء الدرب الذي عرفتهم إلى جميع زملاء الدراسة و إلى كل من ساهم

في إنجاح هذا العمل من قريب أو من بعيد.إلى كل خريجي جامعة يحيى فارس فرع هندسة مدنية

دفعة2013.

نـــوال

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلىدراسة بنايةمكونة من (طوروسبعة طوابق)ذات استعمال سكنيوالمقرر بناؤهافي إطار إنشاء**700**مسكن بولاية البليدةو المصنفة ضمنالمنطقة الزلزالية **III**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة(عارضات و أعمدة + جدران خرسانة مسلحة)

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
* قواعد الخرسانة المسلحة.

تمتالدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج«**ROBOTversion 23.0**»لحساب الهياكل.

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment comprenant un(RDC+7étages)à usage logements la Wilaya de Blida, cette 700d'habitation .dans le cadre de la construction de région est classée comme une zone de sismicité élevée (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par voile et des portiques.Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA99 version 2003**et le **CBA93)**.L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 23.0 »**.En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The aim of thisproject is a study of a buildingconsisting ofground floor and a Seven-storeyfor residential useasa part of acreation of 700 homes **in** WilayaBlida, the region is classified as a high seismicity zone (zone III).The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind-bracing (frames + shells).

The design and the calculation of the reinforcement of all elements resistant of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian rules (RPA 99 version 2003 and CBA93).The seismic study was conducted by the numerical method based on the finite element method through the **« ROBOT version 23.0 »**software.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Remerciements ……

Résumé

……

Sommaire ……

Liste des tableaux ……

Liste des figures ……

Notations ……

Introduction générale ……

Chapitre I

I. Introduction

I.1. .Description de l'ouvrage …… 01

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage ……01.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux……08

I.3.1. Béton…… 08

I.3.2. Béton armé……09

I.3.3. Acier :……11

I.4. Principe de calcul du CBA 93……12

I.4.1. E.L.U de résistance ……13

I.4.2. A l'E.L.S :……14

I.5.Conclusion……15

Chapitre II

II.1. Introduction ……18

II .2. Pré dimensionnement des planchers……18

II .2.1. Plancher à corps creux ……18

II .2.2. Les dalles pleines ……19

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……20

II.3.1. Maçonnerie ……20

II.3.2. Plancher terrasse ……21

II.3.3. Plancher courant ……22

II.3.4. Dalle pleine ……23

II.4. Pré dimensionnement des poutres:……25

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……27
II.6. Pré dimensionnement des voiles ……36
.

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère ……38
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations……38
III.1.2. Calcul des efforts……38
III.1.3. Calcul du ferraillage : ……39
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……42
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……42
III.2. Plancher à corps creux :…… 43
III.2.1. La dalle de compression :……44
III2.2. Les poutrelles :……45

III.3. les escaliers ……61
III.3.1. Introduction ……61
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ……61
III.3.3. Escalier à deux volées……62
III.3.4. Escalier à trois volées……69
III.3.5.Calcul de la poutre palière……80
III.4. Calcul des dalles pleines……83
III.4.1. Définition……83
III.4.2. Méthode de calcul……83
III.4.3. Position des lignes de rupture:……84
III.5. vérification préliminaires de la flèche……88
III.6.1. Introduction :…… 89
III.6.2. Pré dimensionnement ……89
III.6.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation ……89
III.6.4. calcul des sollicitations ……90
III.6.5. Vérification à l'E.L.S ……94
III.6.6. Vérification de la flèche ……95.
III.6.7. Vérification de non poinçonnement ……103

Chapitre IV

IV.1.Introduction ……106
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……107
IV.2.1.Centre de
masse ……108
IV.2.2.Centre de torsion ……109
IV.2.3.Excentricité ……110
IV.2.3.A.Excentricité statique ……110
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle ……111
IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle ……112
IV.3.Choix de la méthode de calcul ……113
IV.3.1.Introduction ……113
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……114
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale ……115
IV.3.3.1. Principe ……115
IV.3.3.2.Modélisation ……115
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul ……117
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……118
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……119
IV.4.2.vérification de participation massique ……120
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……122
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……123
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……124
IV.4.4.2.Moment de renversement ……127
IV.4.4.3.Moment stabilisant……128
IV.4.5.Vérification des déplacements ……129
……130ΔIV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales ……133

Chapitre V

V.1. Introduction ……132
V.2. Ferraillage des poutres :…… ……132
V.3. Ferraillage des poteaux ……144
V.4. Ferraillage des voiles ……165

Chapitre VI

VI.1. Introduction ……185
VI.1.1.situation du projet :…… ……185
VI.1.2.compagne d'investigation :…… ……185
VI.2. étude des fondations ……186
VI.2.1.fonctions assurées par les fondations :…… ……186
VI.2.2 - Classification des fondations :……187
VI.3. calcul des fondations ……187
VI.4. semelles filantes ……189
VI.5. Les longrines ……205
VI.5.1. Pré dimensionnement ……205
VI.5.2. Sollicitations ……205
VI.5.3. Ferraillage …… 206

Conclusion générale……
Bibliographie……

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1-1 : dimensions du Bâtiment……2
- Tableau 1-2 ;Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…… ……13
- Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison……21
- Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison……22
- Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse……23
- Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant……24
- Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse……25
- Tableau 2- 6 : Charge permanente de la dalle d'étage……26
- Tableau 2-7 : prédimensionnement des poutre……28
- Tableau 2-8 : prédimensionnement des poteaux……29
- Tableau 2-9 : détermination de la longueur de flambement……30
- Tableau 2-10: calcule de $\overline{N}_u$ ……32
- Figure. 2-11: représentation du poteau le plus sollicité……34
- Tableau 2-12 : Tableau des charges d'exploitation……36
- Tableau 2-13 : Tableau de vérification……37
- Tableau 2-14 vérifications de coffrage des poteaux……37
- Tableau 2-15 vérification aux zones nodales……38
- Tableau 3-1 : Les charges……41
- Tableau 3-2 : Les efforts……42
- Tableau 3-3 : Les données……42
- Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage……50

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 3-5 : Calcul des moments……..50
- Tableau 3-6 : Détermination le nombre d'étaiements……..51
- Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……54
- Tableau 3-8 : méthode forfaitaire……55
- Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à SIX travées(ELU) ……..56
- Tableau 3-10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à SIX travées(ELS).....56
- Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à Trois travées (ELU) ……58
- Tableau 3-12:Différentes sollicitations dans la poutrelle à Trois travées (ELS)……58
- Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées(ELU)……60
- Tableau 3-14: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deuxtravées (ELS)… ……60
- Tableau 3-15: Récapitulations des efforts……..61
- Tableau 3-16 : calcule des armatures……62
- Tableau 3-17 : ferraillages longitudinaux des poutrelles……65
- Tableau 3-18 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……66
- Tableau 3-19 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……68
- Tableau 3-20 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……71
- Tableau 3-21 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……71
- Tableau 3-22 : Combinaison des charges de l'escalier……72
- Tableau 3-23 : les données…… 73
- Tableau 3-24 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……74
- Tableau 3-25 : Les armatures de répartition……74
- Tableau 3-26 : Vérification de l'espacement……74
- Tableau 3-27 : Vérification à l'E.L.S…… 75
- Tableau 3-28 : Vérification de la flèche de l'escalier……77
- Tableau 3-29 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……79

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 3-30 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……..80
- Tableau 3-31 : Combinaison des charges de l'escalier……..80
- Tableau 3-32 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……82
- Tableau 3-33 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……84
- Tableau 3-34 : Combinaison des charges de l'escalier……..84
- Tableau 3-35 : Récapitulations des efforts……86
- Tableau 3-36: les données……86
- Tableau 3-37 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……86
- Tableau 3-38 : Les armatures de répartition……87
- Tableau 3-39 : Vérification de l'espacement……87
- Tableau 3-40 : Vérification à l'E.L.S……88
- Tableau 3-41 : Vérification de la flèche de l'escalier……90
- Tableau 3-42: les données……91
- Tableau 3-43 : Résultats de calcul pour la dalle pleine……96
- Tableau 3-44: les données……97
- Tableau 3-45 : Ferraillage des dalles pleines……97
- Tableau 3-46 : Vérification à l'ELS……98
- Tableau 3-47 : vérifications préliminaires de la flèche des dalles……99
- Tableau 3-48 : Charges permanentes……100
- Tableau 3-49 : Détermination des chargements de la dalle……100
- Tableau 3-50 : Les données……104
- Tableau 3-51 : Calcul des sections d'acier de la dalle……105
- Tableau 3-52 : Vérification à l'ELS……107
- Tableau 3-53 : Détermination des chargements de la dalle……108
- Tableau 3-54 : les données de la dalle trapézoïdale……110

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 3-55 : Calcul des armatures de la dalle trapézoïdale. .pleine……110
- Tableau 3-56 : Vérification à l'E.L.S……111
- Tableau 3-57 : Vérification au cisaillement de la dalle trapézoïdale……112
- Tableau 3-58 : Vérification de la flèche de la dalle trapézoïdale……112
- Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse……118
- Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion……120
- Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique……121
- Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……122
- Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale……123
- Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure ……125
- Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes ……128
- Tableau 4-8: Coefficient de participation massique……128
- Tableau 4-9 : vérification des périodes……129
- Tableau 4-10 : Poids total de chaque niveau……131.
- Tableau 4-11 : Calcul de la force sismique……132
- Tableau 4-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....132
- Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……135
- Tableau 4-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……136
- Tableau 4-15 : calcul du moment de renversement……137
- Tableau 4-16 : calcul du moment stabilisant……138
- Tableau 4-17 : Vérification de stabilisation……138
- Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……140
- Tableau 4-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……141
- Tableau 4-20: Vérification l'effet P-Δ sens X……142
- Tableau 4-21 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……143

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 4.22.vérifications des sollicitations normales ……..144
- Tableau 5-1 : Les données de calcul…… ……..147
- Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……..148
- Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..149
- Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..150
- Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……..151
- Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon la condition RPA et CBA…… 152
- Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPACBA. ……153
- Tableau 5-8 : Calcul de $\bar{\tau}u$……157
- Tableau 5-9 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……157
- Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……158
- Tableau 5-11 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……159
- Tableau 5-12 : Vérification de la flèche des poutres……160
- Tableau 5-13 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……169
- Tableau 5-14 : Calcul du ferraillage des poteaux à l'ELU……174
- Tableau 5-15 : ferraillages longitudinaux des poteaux……177
- Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux……178
- Tableau 5-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux…….179
- Tableau 5-18 : les armatures transversales et leurs espacements……180
- Tableau 5-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……180
- Tableau 5-20 : Les données de calcul……187
- Tableau 5-21 :. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm sens x……188
- Tableau 5-22: Les données de calcul……189
- Tableau 5.23 Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm sensY……190
- Tableau 5-24 : Les données de calcul……191

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 5.25. Les armatures verticales des voiles incliné sens X et Y…… ……..192
- Tableau 5-26 : Armatures verticales dans les trumeaux ……..193
- Tableau 5.27. Vérification a l'effort tranchant des voiles sens X.....……195
- Tableau5.28. Vérification a l'effort tranchant des voiles sens Y……..195
- Tableau 5.29.: calcul des armatures horizontales el leur espacement des voiles .198
- Tableau 5.30.: Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux……..200
- Tableau 5-31 : : Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux….201
- Tableau 6-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……..210
- Tableau 6-2 : armatures principales des semelles filantes……111
- Tableau 6-3 : Longueur de scellement……212
- Tableau 6-4 : Dimensionnement de la poutre de libage……120
- Tableau 6-5 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……122
- Tableau 6-6 : Détermination des moments de la poutre de libage……223
- Tableau 6-7 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……225
- Tableau 6-8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libagel'ELS…..226
- Tableau 6-9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……227

Liste des figures

- Figure 1-1 : Plan de masse……4
- Figure 1-2 : Plan du RDC……5
- Figure 1-3 : Plan 'étage……6
- Figure 1-4 : Coupe B-B……7
- Figure 1-5 : Façade postérieure……8
- Figure 1.6: Eprouvette (16×32)……12
- Figure 1.7: Diagramme contrainte déformation du béton [1]……14
- Figure1.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……15
- Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux……20
- Figure 2-2: Dimensions du corps creux……20
- Figure 2-3:Mur Simple et double cloisons……22
- Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse……23
- Figure 2-5 : composants d'un plancher courant……24
- Figure 2-6 : composants de la dalle de terrasse……25
- Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage……26
- Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre……27
- Figure 2-9 : Section réduite du poteau……31
- Figure. 2-10: représentation du poteau le plus sollicité……33
- Figure 2-11 : les poutres principales……38

LISTE DES FIGURES

- Figure 2-12 : les poutres secondaires……..38
- Figure 2- 13 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…….. ……..39
- Figure 3-1 : L'acrotère…….. 41
- Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU……43
- Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère…….47
- Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……49
- Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage……50
- Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements……52
- Figure 3-7 : Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELU)……57
- Figure 3-8 : Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELS)……57
- Figure 3-9 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)……59
- Figure 3-10 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)……59
- Figure 3-11 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées……60
- Figure 3-12: Différents efforts dans la poutrelle à deux travées……61
- Figure 3-13 : Disposition constructive des armatures……64
- Figure 3-14 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…….67
- Figure 3-15 : Représentation d'un escalier……69
- Figure 3-16 : Dimensions de l'escalier……70
- Figure 3-17 : Schéma statique à l'E.L.U……72
- Figure 3-18 : Schéma statique à l'E.L.S……73
- Figure 3-19 : Dimensions de l'escalier……78

LISTE DES FIGURES

- Figure 3-20 : Schéma statique à l'E.L.U……81
- Figure 3-21 : Schéma statique à l'E.L.S……81
- Figure 3-22 : Dimensions de l'escalier……82
- Figure 3-23 : Schéma statique à l'E.L.U……85
- Figure 3-24 : Schéma statique à l'E.L.S……85
- Figure 3-25 : Dalle pleine……95
- Figure 3-26 :efforts et déplacements des zones rigides……99
- Figure 3-27 :ferraillage de la dalle triangulaire type1……99
- Figure 3-28 : Dimensions de la dalle rectangulaire……19
- Figure 3-29 : Les lignes de rupture……102
- Figure 3-30: La dalle pleine de la forme trapézoïdale……108
- Figure 3-31: Efforts et déplacements des zones rigides……109
- Figure 3-32: ferraillage de la dalle trapézoïdale……113
- Figure 4-1 : disposition des voiles ……116
- Figure 4-2 : dimension des voiles et poteaux ……119
- Figure 4-3 : Calcule d'excentricité accidentelle……126
- Figure 4-4 : Spectre de réponse……126
- Figure 4-5 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc ……127
- Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……133
- Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques……134
- Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……135

LISTE DES FIGURES

- Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……136
- Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……153
- Figure 5-2 :. Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages……154
- Figure 5.3. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse……154
- Figure 5.4 Ferraillages des poutres principales de rives de la terrasse……155
- Figure 5.5. Ferraillages des poutres secondaires rives des étages……155
- Figure 5.6. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages et terrasse … 156
- Figure 5.7. Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages et terrasse……161
- Figure 5.8. Définition de la zone nodale dans les poteaux ……182
- Figure 5-9 : Disposition des armatures dans les poteaux…… 182
- Figure 5.10. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6 et 7……182
- Figure 5.11. Ferraillage des poteaux de rive des étages 4et 5……183
- Figure 5.12. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2et 3……183
- Figure 5.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC et 1er ……184
- Figure5.14. Disposition des voiles ……185
- Figure 5-14 : Diagramme des contraintes (SET)……186
- Figure 5-15 : Diagramme des contraintes (SEC)……186
- Figure 5-16 : Diagramme des contraintes (SPC)……187
- Figure 5.17. La zone de recouvrement des voiles……193
- Figure 5.18 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……198
- Figure 5-19 : Armatures du linteau selon le RPA 99……199

LISTE DES FIGURES

- Figure 5-20 : Section du linteau……200
- Figure 5.21. Disposition des armatures dans les voiles RDC sens X……201
- Figure 5.22. Disposition des armatures dans les voiles les étages (1.3.4.5.6.7) de sens X….102
- Figure 5.23. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur sens……102
- Figure 5.24. Disposition des armatures dans les voiles incliné ……102
- Figure 5-25: Schéma du ferraillage du linteau……203
- Figure 6-1 : Schéma des Semelles isolées sous poteaux……208
- Figure 6-2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux……209
- Figure 6-3 : Ferraillage de la longrine……232

NOTATIONS

- Majuscules romain

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 générale

L'étude caractéristique et distinctive des structures est une étape significative et unevoie obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse d'un blocsitué à wilaya Blida, à usage d'habitationconstitué d'un rez-de-chaussée et de 7étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traitele calcul de pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.23 », on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dansla réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.En fin, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I
DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I. Introduction

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'un ouvrage(RDC+7) en béton armé contreventé par des voiles + portique, à usage d'habitation

- **Situation :** l'ouvrage proposé sera implanté àBlida, zone de forte sismicité (**Zone III)**selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003). Notre étude sera conforme aux exigences Le règlement Béton Armé "CBA93"

À fin que la conception d'un projet en génie civil s'élabore dans le respect des règles de l'art, il faut tenir en compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige de master à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

I.2.Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à faire la conception et l'étude des éléments structuraux d'une construction présentant de l'irrégularité en élévation, lebâtiment est composéede **7**niveaux sur un rez-de-chausséeà usage d'habitation.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.3.a. Dimensions :

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
✦ Longueur totale du bâtiment : 21.05 ✦ Largeur totale du bâtiment : 20.80	✦ Hauteur totale du bâtiment:H=24.48 m ✦ Hauteur de l'étage courant: h =3.06m ✦ Hauteur de RDC: hr=3 ,06m

Tableau 1-1 : dimensions

I.3.b. L'ossature :

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

- ✓ Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- ✓ Les efforts horizontaux dus au séisme.

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- En zone sismique III (comme notre cas), les portiques doivent vérifier sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

I.3.c. Planchers:

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

I.3.d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses

On a deux types :

1- Murs extérieurs (double cloison) : sont composés de :
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
   - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
2- Murs intérieurs (simple cloison): sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur

I3.e. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I3.F Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

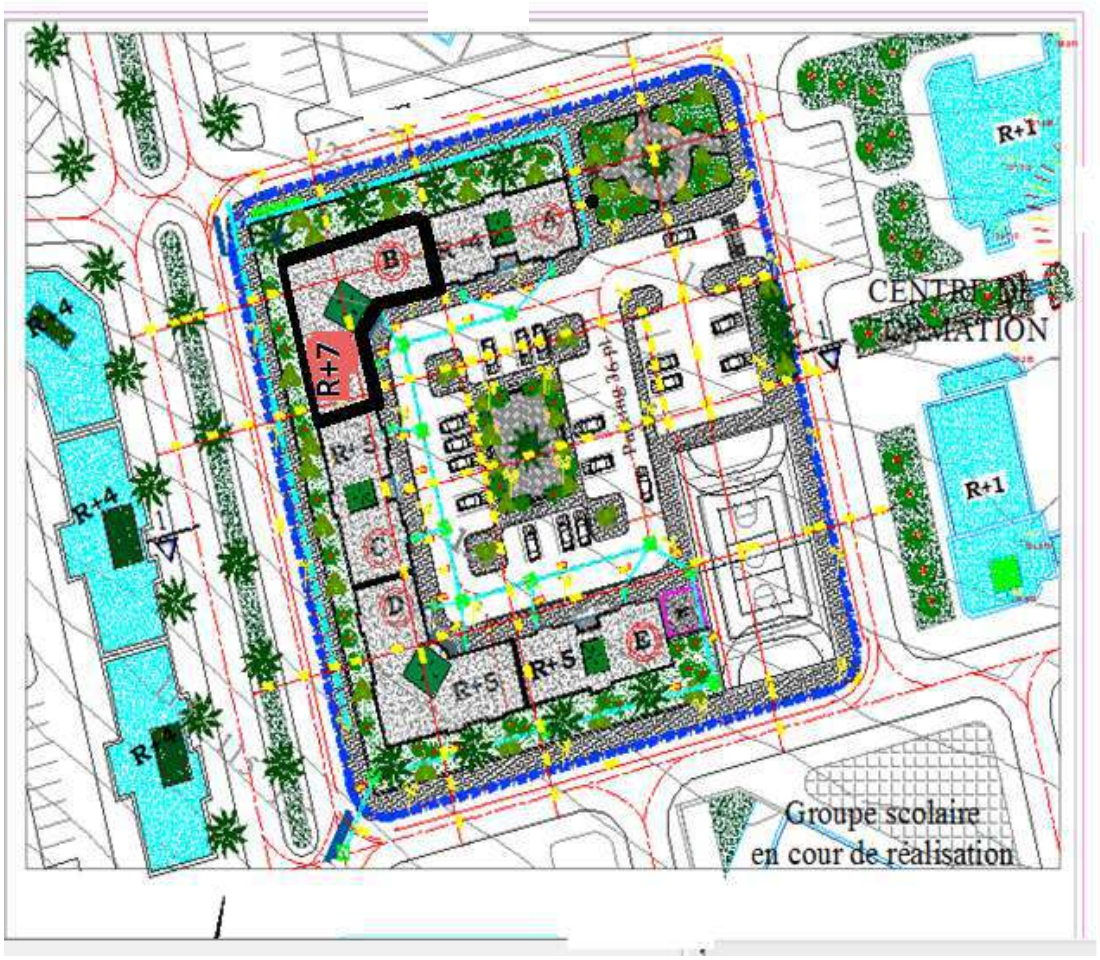


Figure 1-1 : Plan de masse

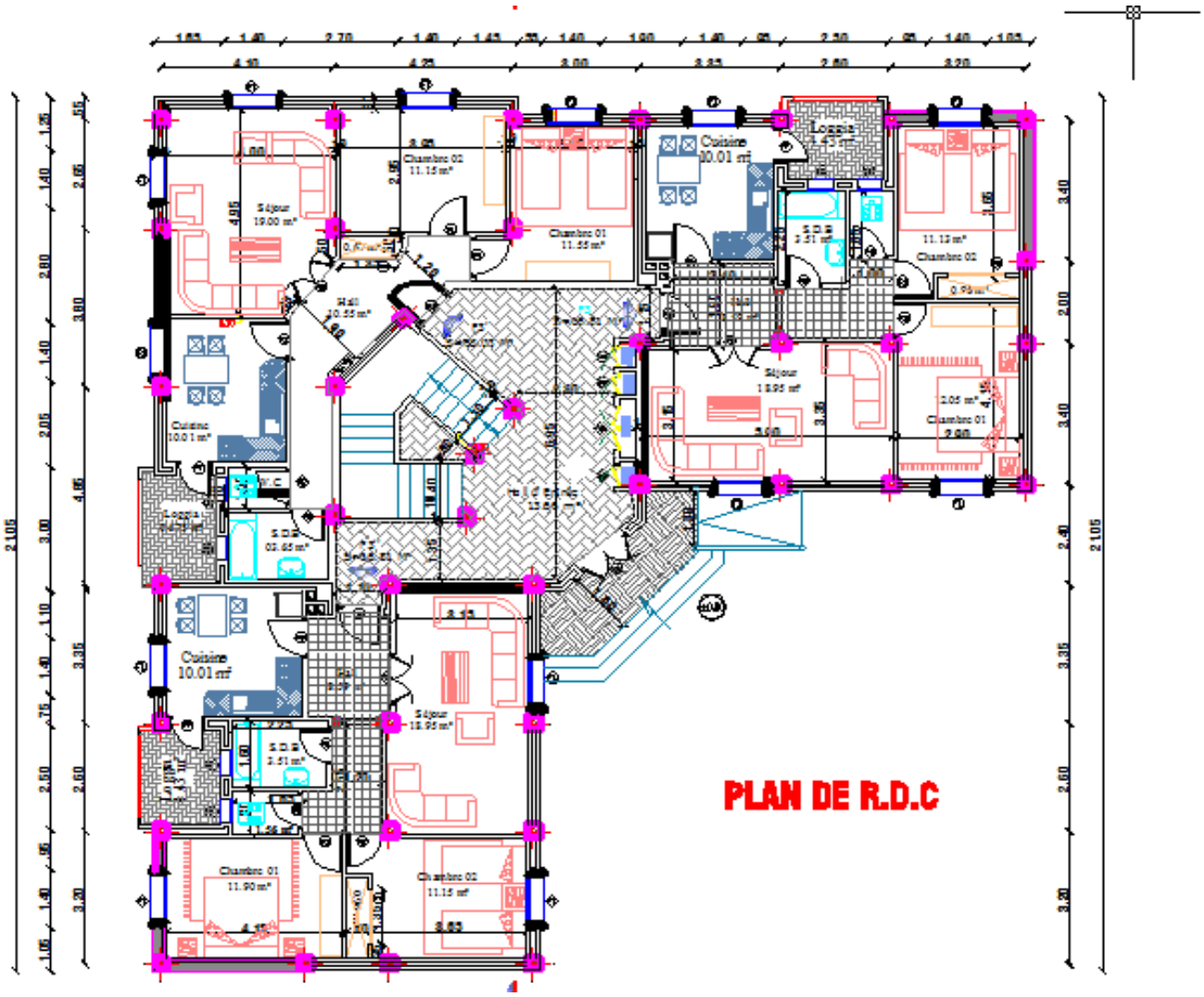


Figure 1-2 : Plan du RDC

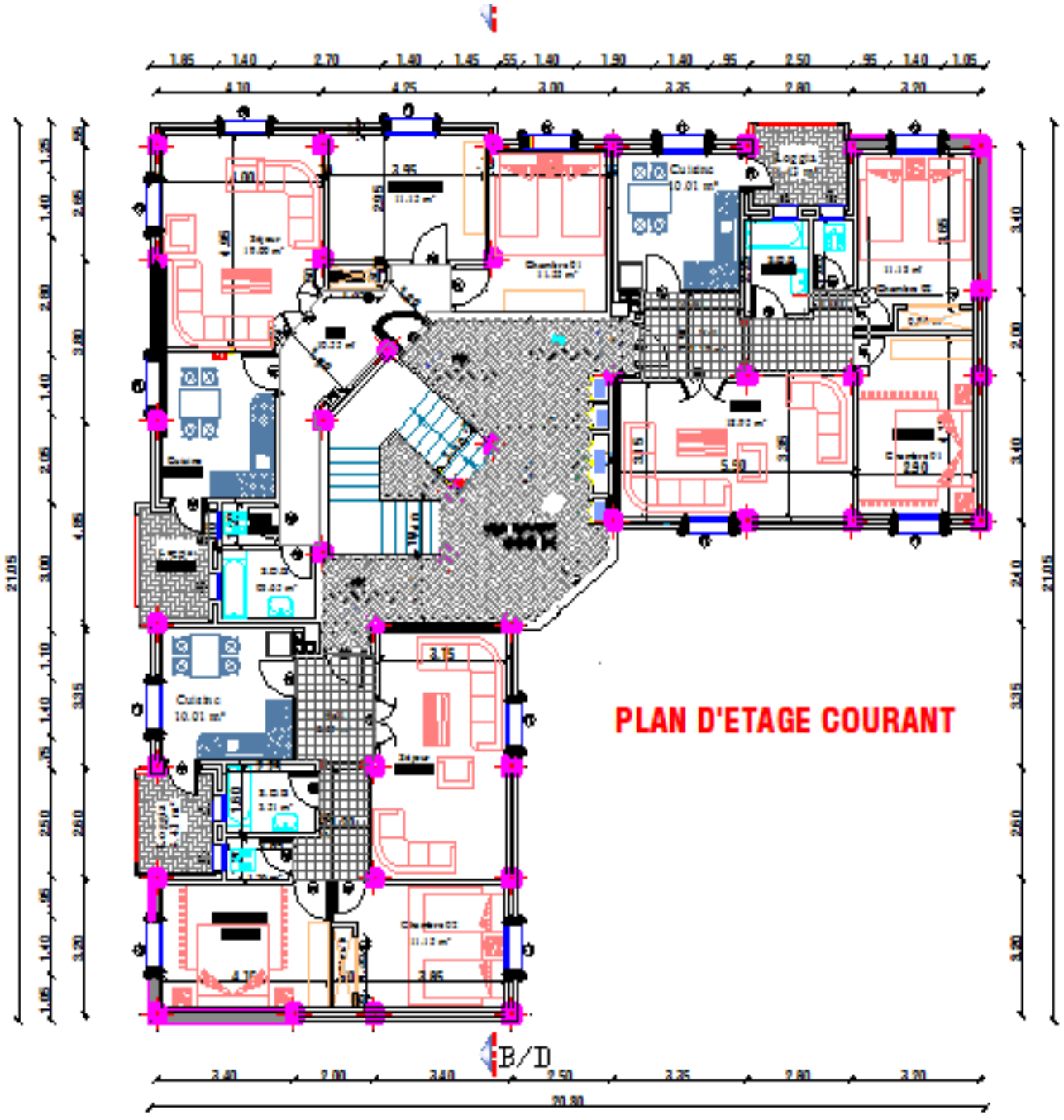


Figure 1-3 : Plan d'étage courant

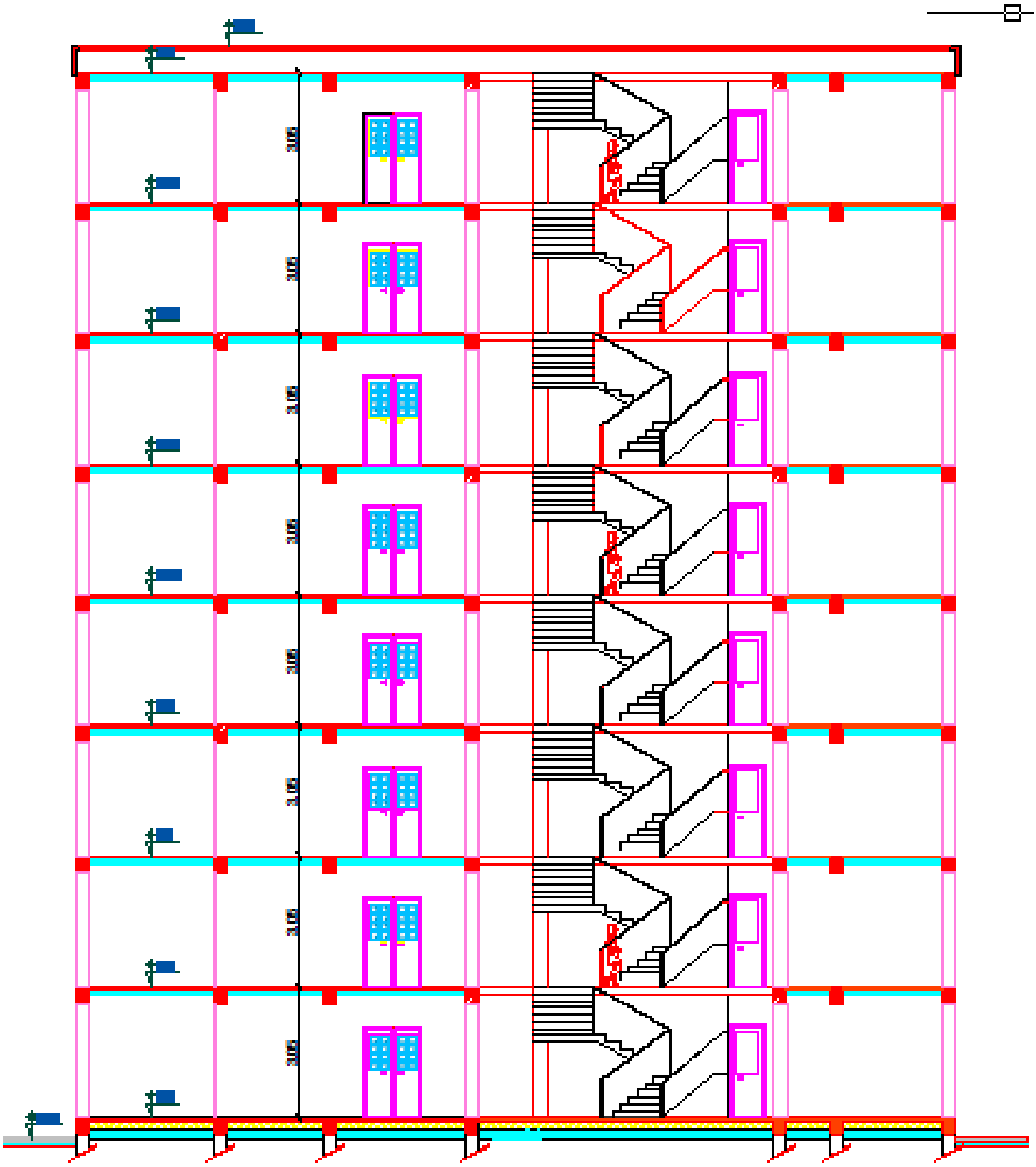


Figure 1-4 : Coupe B-B

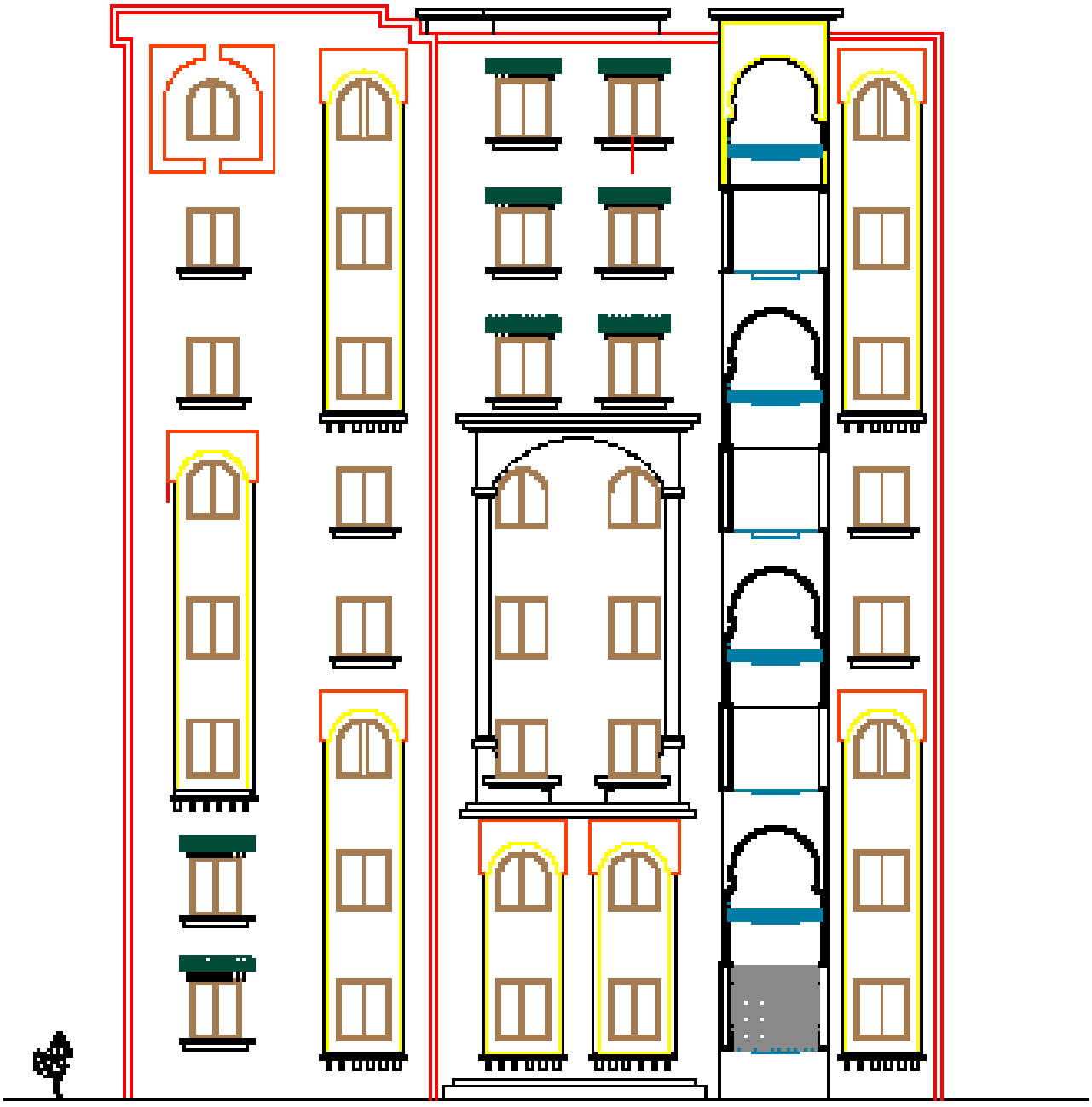


Figure 1-5 : Façade postérieure

I.3.f. Escalier :

- La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un Escaliers :

Escaliers droit constitué d'une paillasse et deux paliers de repos.

I.3.h. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristique du Béton :

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

I.3.1.b. ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel CEMII/42.5 NA442.

I.3.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm(8/15** et **15/25)**

I.3.1.d. Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer somodule d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ :

- 350 à 400 kg de ciment,
- 175 à 200 kg d'eau,
- 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm)
- 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm),

Ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2. Béton armé :

le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

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

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à lacompression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \textbf{pour} \qquad [1]$$

$$f_{c28} \leq 40\ Mpa\ F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \textbf{ Pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

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

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

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

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

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

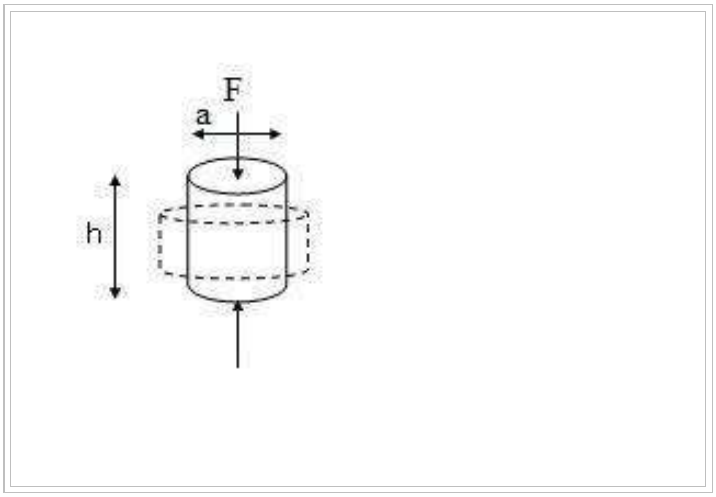


Figure 1.6: Eprouvette (16×32)

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \quad [1]$$

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

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

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa \quad [1]$$

I.3.3.Acier :

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

I.3.3A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	HA8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1-2Les types d'aciers utilisés et leurs

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5 MPa$]. Art.2.2.1 [1]

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

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

1_Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

- Equilibre statique;
- La résistance de l'un des matériaux ;
- La stabilité de forme.

2_Etat limite de service (E.L.S)est définie compte-tenu:

- Conditions d'exploitation
- La durabilité

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1.Contrainte du béton en compression :

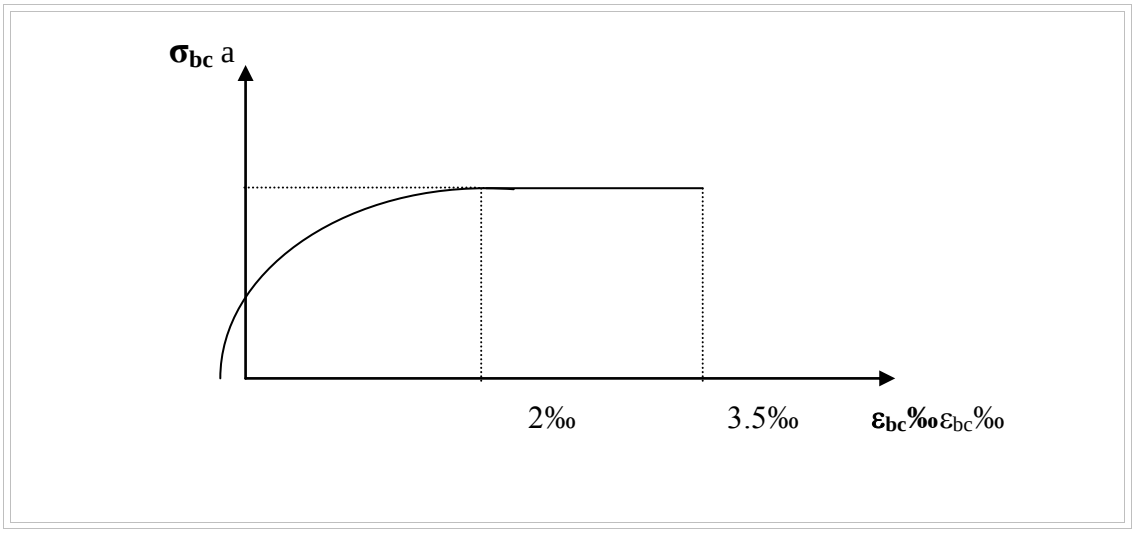


Figure 1.7: Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

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

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

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

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ MPa\right)$ [1] Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ MPa\right)$ [1]

I.4.1.3.Contrainte limite de l'acier

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

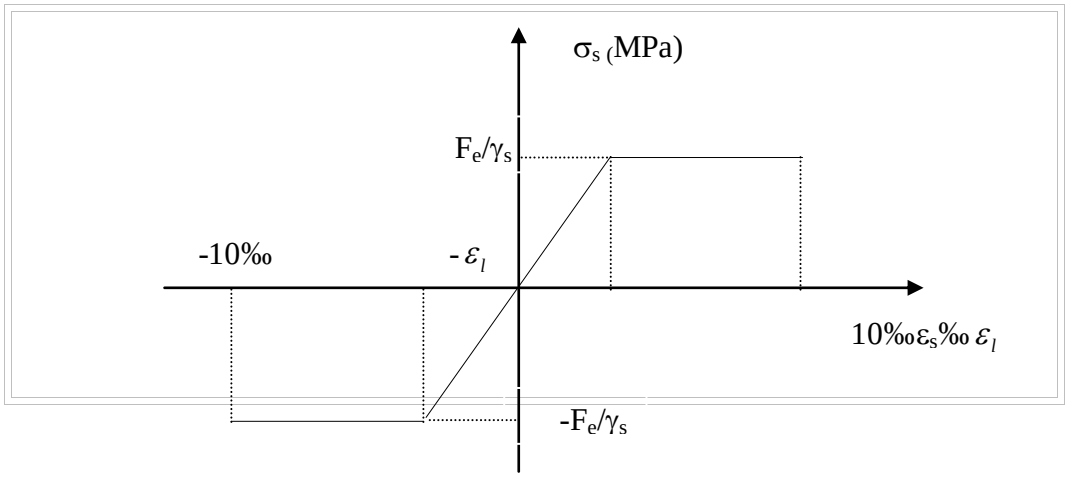


Figure1.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier[1]

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

Avec :

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

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

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

I.4.2.A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3.Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2\, f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$ *Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :*

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

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

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

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

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.

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:

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- ➢ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L =4.75 m.

- ➢ $475/20 \geq ht \geq 475/25 \Rightarrow 27\ cm \geq ht \geq 21.6\ cm.$
- ➢ et $ht \geq 540/22.5 \Rightarrow ht \geq 24cm.$

On choisit : ht = 25 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)

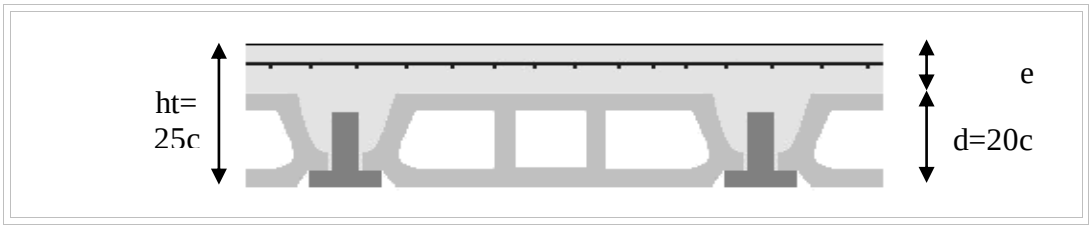


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps

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

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 25 cm>16 cm (condition vérifiée).

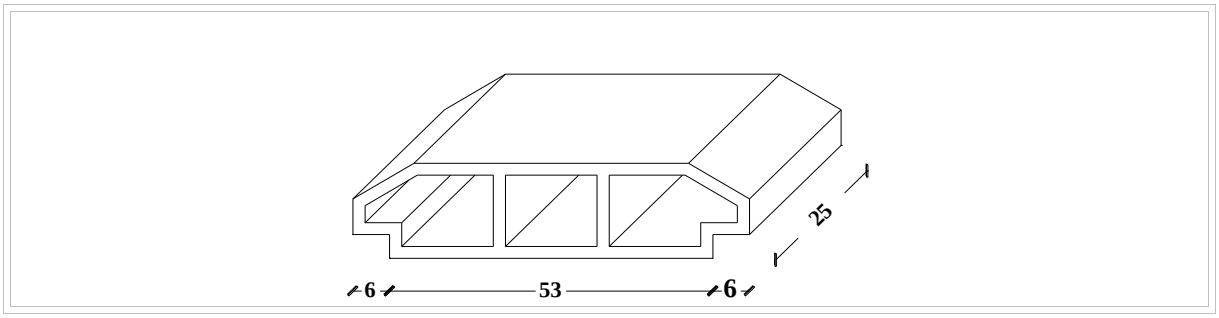


Figure 2-2: Dimensions du corps

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :[1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :.....

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

- dalle reposant sur deux appuis :

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

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)**Sécurité contre l'incendie :** [1]

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

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux

iii) **condition d'isolation acoustique** [1]**:** ep ≥15 cm.

- Critère de résistance $475/50 \leq ep \leq 475\ /40 \Rightarrow 9.5 \leq ep \leq 11.87$

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera un épouseur de **15cm**

Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. **[1]** Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

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

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (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	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple

II.3.1.b. Murs extérieurs (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	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double

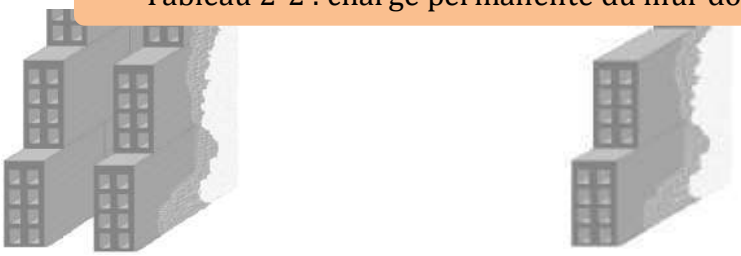


Figure 2-3: mur Simple et double cloison

II.3.2. Plancher Terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	O.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
	Plaque de liège	0.03	0
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.20+0.05	3.2
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.56**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher

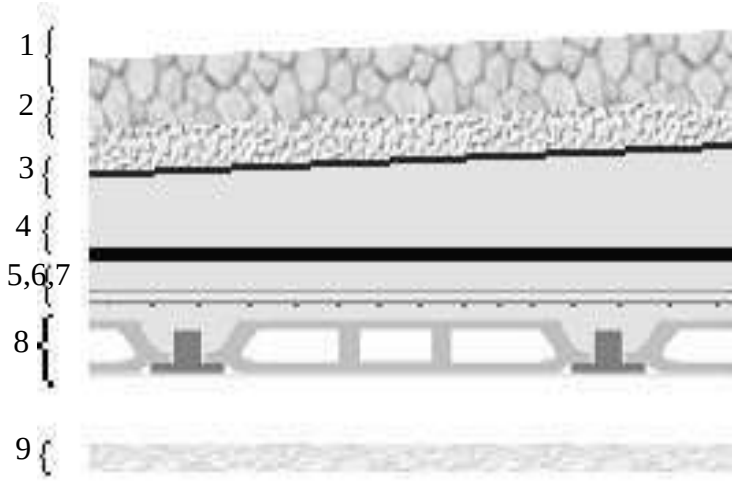


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

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 :

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+O.O5	3.2
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.4**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher

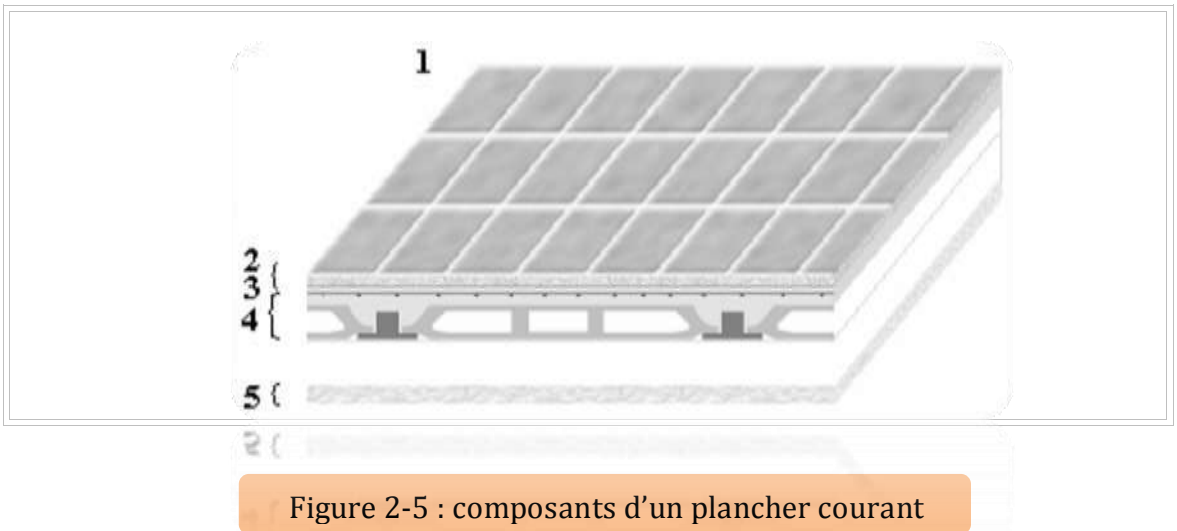


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

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

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Terrasse :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	2.50
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	7.52

Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse

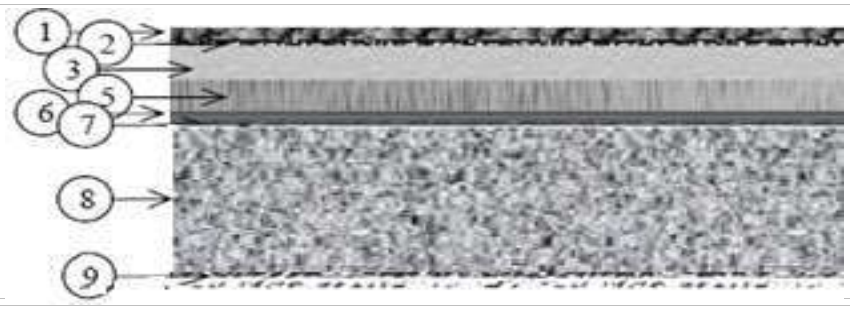


Figure 2-6 : composants de la dalle de terrasse

II.3.4.b. Etage :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	2.50
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	4.36

Tableau 2-6 : Charge permanente de la dalle d'étage

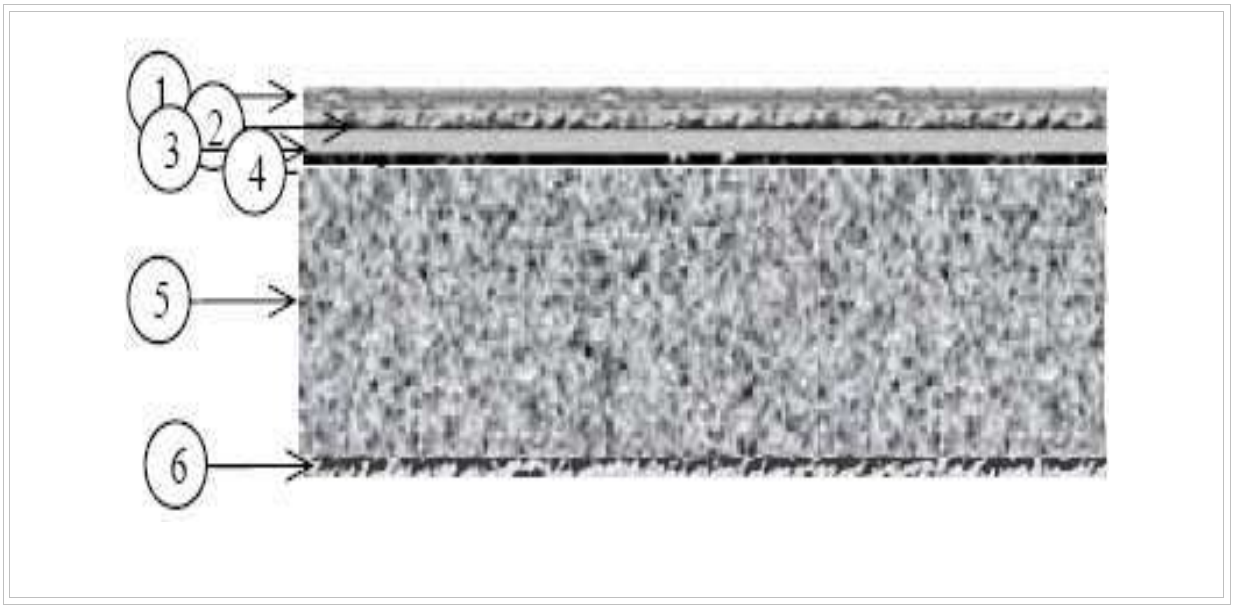


Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage

II.4. Prédimensionnement 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).

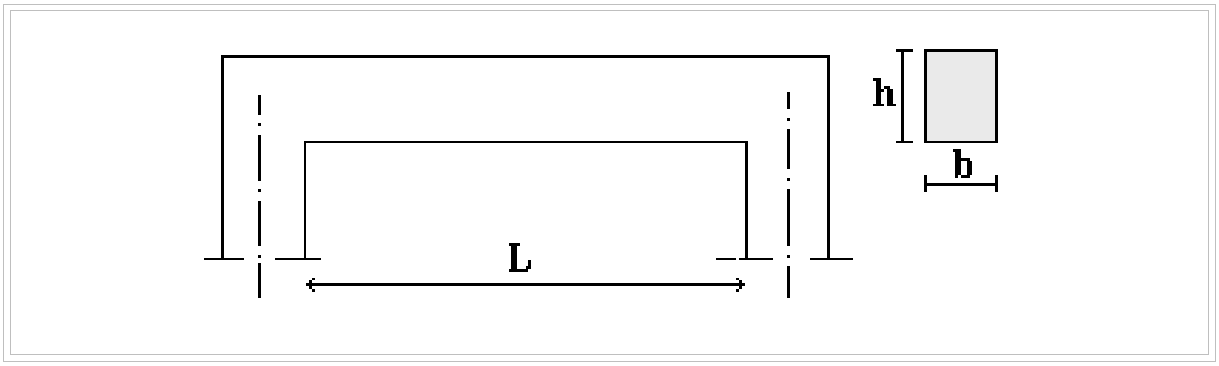


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

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

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 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 [2]
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5b+b1

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

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

	poutres secondaires	poutres principales
Conditions de résistance	L_{max}= 4.75 m⇒31.66cm ≤h ≤ 47cm on adopte h = 40 cm⇒12 cm ≤ b ≤28 cm on adopte	L_{max} = 5.40m ⇒ 36 ≤ h ≤54cm on adopte h = 45 cm ⇒15 cm ≤ b ≤ 35 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h= 35cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h /b = 1.6 ≤ 4	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.66≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08421) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.09259) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35 cm ; b = 30cm	h =45 cm ; b = 30cm

Tableau 2-7 : Dimensionnement de la poutre

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)

Vérification selon le RPA 99

II.5.A.1. Choix du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est (voir plans)

II.5.A.2. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

Niveau d'étage		7eme	6eme	5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	40	40	40	45	45	50	50
	h_1 (cm)	35	40	40	40	45	45	50	50

Tableau 2-8 : pré dimensionnement des poteaux

II.5.A.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 :

	Dimensions du poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
Sous la terrasse	0.35x0.35	$0.7L_0$	0.101	21.21
Sous le 7eme étage	0.35x0.35	$0.7L_0$	0.101	21.21
Sous le 6eme étage	0.35x0.35	$0.7L_0$	0.101	21.21
Sous le 5eme étage	0.40x0.40	$0.7L_0$	0.12	17.85
Sous le 4er étage	0.40x0.40	$0.7L_0$	0.12	17.85
Sous le 3er étage	0.45x0.45	$0.7L_0$	0.13	16.48
Sous le 2eme étage	0.45x0.45	$0.7L_0$	0.13	16.48
Sous le 1er étage	0.50x0.50	$0.7L_0$	0.14	15.3
Sous le RDC	0.50x0.50	$0.7L_0$	0.14	15.3

II.5.A.4. Calcul de l'effort $\bar{N}$ N$\bar{N}$u :

L'effort normal admissible est :

Tableau 2-9 : détermination de la longueur de

✓ : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \; [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br=(a-0,02)(b-0,02)) [m^2].

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50)……..situation durable. γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_S=1,15)……situation durable.

fe : Limite élastique de l'acier (fe=400MPa).

$\mathbf{f_{c28}}$: Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).

.α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \qquad [1]$$

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

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

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

$$i = \frac{D}{4} \qquad I = \frac{\pi D^4}{64} \text{ (Poteau circulaire).}$$

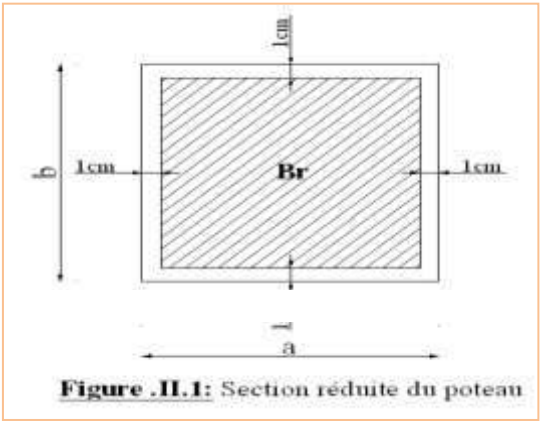


Figure .II.1: Section réduite du poteau

Figure 2-9 : Section réduite du poteau

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 7eme étage	35x35	108900	21.21	0.792	122.50	**2059.46**
le 6eme étage	35x35	108900	21.21	0.792	122.50	**2059.45**
Le5eme étage	40x40	144400	17.85	0.808	160	**2729.96**
le 4eme étage	40x40	144400	17.85	0.808	160	**2729.96**
le 3eme étage	45x45	184900	16.48	0.814	202.5	**3494.82**
le 2eme étage	45x45	184900	16.48	0.814	202.5	**3494.82**
le 1er étage	50x50	230400	15.3	0.819	250	**4354.01**
le RDC	50x50	230400	15.3	0.819	250	**4354.01**

Tableau 2-10: calcule de $\bar{N}_u$

II.5.A.5. Détermination des charges et surcharges

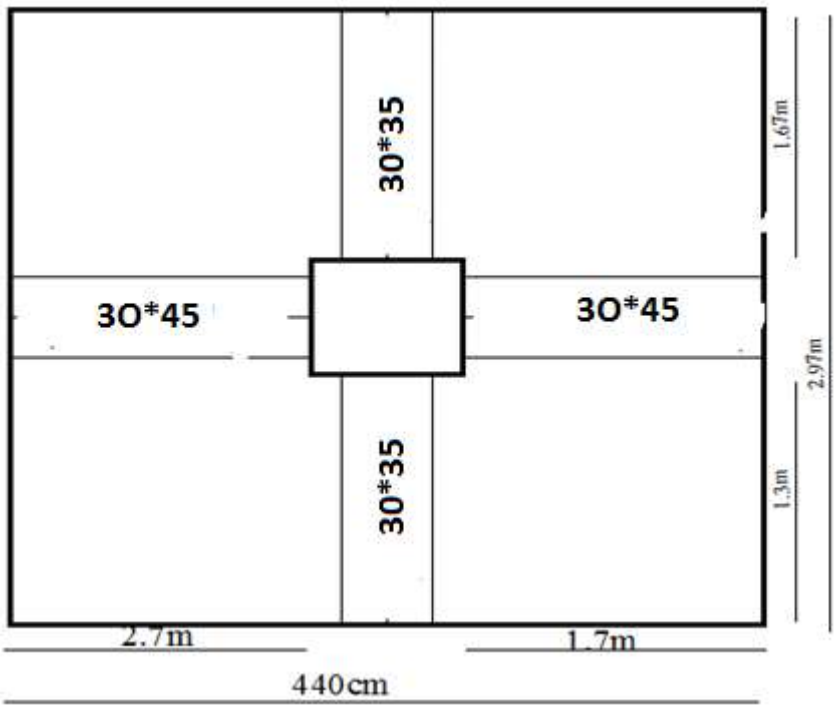


Figure. 2-10: représentation du poteau le plus sollicité

- **Surface** du plancher revenant au poteau:

S_p= (3.27-0.3) x (4.70-0.30) $\Rightarrow S_p$=13.07 m^2

- Surface totale:

S_t=3.27 x4.70 $\Rightarrow$ St=15.37m^2

II 4.1.b- Détermination des charges et surcharges

On a : la surface complète du plancher 15.37 m^2

La surface du plancher 13.07 m^2

Niveau7(terrasse) :

$G_{palncher}$ = 6.56x (13.07) = 85.74KN

G_{poutre} = 25x [(2.97 x0.30x0.45) + (4.40x0.30x0.35)] = 23.93KN

G_{poteau} = 0.35x0.35x3.06x25=9.37KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 85.74+23.93+9.37 = 119.04KN

La charge d'exploitation Q = 1x 15.37 = 15.37 KN

Niveau (6,) : étagecourant:

$G_{palncher}$ = 6.40x (13.07) = 83.64KN

G_{poutre} = 25x [(2.97 xà ; 0.30x0.35) + (4.40x0.45x0.30)] = 23.93KN

G_{poteau} = 0.35x0.35x3.06x25=9.37KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 83.648+23.93+9.37 = 116.95KN

II.5.A.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.A.6.a. Charges Permanente

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
7ème	85.74	9.37	23.93	119.04	119.04
6ème	83.64	9.37	23.93	116.95	235.99
5ème	83.64	12.24	23.93	119.81	355.80
4ème	83.64	12.24	23.93	119.81	475.61
3ème	83.64	15.491	23.93	123.061	598.671
2ème	83.64	15.491	23.93	123.061	721.732
1er	83.64	19.125	23.93	126.695	848.427
RDC	83.64	19.125	23.93	126.695	975.122

Tableau 2-11 : Tableau des charges Permanente

II.5.A.6.b. 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.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$[3]

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 $\frac{3+n}{2n} < 3$à partir du cinquième étage pour déterminer les surcharges

D'exploitation, on adopte la loi de dégression suivante :

les surcharges des planchers sont différentes :

	$\frac{3+n}{2n}$		Q (kN)	Q_{cum} (kN)
7eme étage	**1**	**Q0 =**	**15.37**	15.37
6eme étage	**2.5**	Q1=	38.425	53.795
5eme étage	**3.85**	Q2=	59.1745	112.97
4emé étage	**5.05**	Q3=	77 .62	190.59
3emé étage	**6.10**	Q4=	93.757	284.347
2eme étage	**7.00**	Q5=	107.59	391.937
1er étage	**7.75**	Q6=	119.18	511.054
RDC	**8.5**	Q7=	130.65	641.70

Tableau 2-12 : Tableau des charges d'exploitation

Effort normal de résistance : $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N_u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$ [1]

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_{\bar{N}_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
7eme étage	**119.04**	15.37	183.76	**423.15**	**2059.46**	**OUI**
6eme étage	**235.99**	53.795	400.00	**932.38**	**2059.45**	**OUI**
5eme étage	**355.80**	112.97	649.79	**714.76**	**2729.96**	**OUI**
4eme étage	**475.61**	190.59	927.96	**1020.75**	**2729.96**	**OUI**
3eme étage	**598.671**	284.347	1234.72	**1358.19**	**3494.82**	**OUI**
2eme étage	**721.732**	391.937	1562.25	**1718.48**	**3494.82**	**OUI**
1er étage	**848.427**	511.054	1911.96	**2103.15**	**4354.01**	**OUI**
RDC	**975.122**	641.70	2107.93	**2318.72**	**4354.01**	**OUI**

Tableau 2-13 : Tableau de vérification

II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) $\geq$ 30 cm	Min (b, h) =35cm $\geq$ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)$\geq$ he /20	Min (b, h) =35cm$\geq$ (he/20) $\geq$ he /20= (3.06 - 0.35)/20=13.55cm	**Oui**
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$ $0.25 < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	**Oui**

Tableau 2-14 vérifications de coffrage des poteaux

II.5.A.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

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

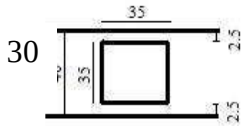
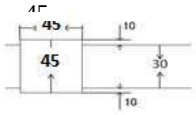
	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	40	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui

Tableau 2-15 vérification aux zones nodales

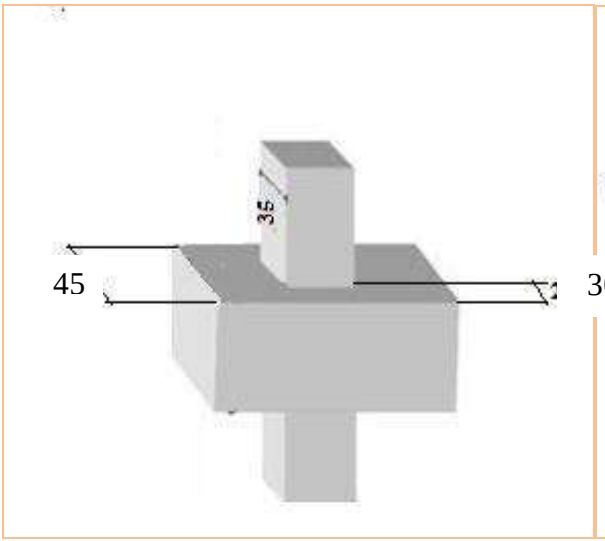


Figure 2-11 :les poutres principales

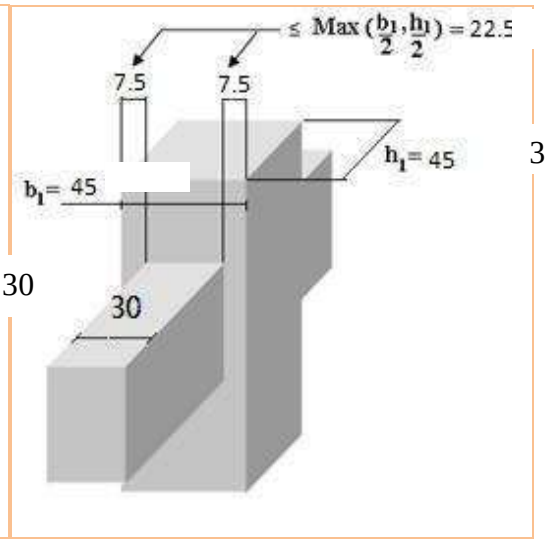


Figure 2-12 : les poutres secondaires

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.

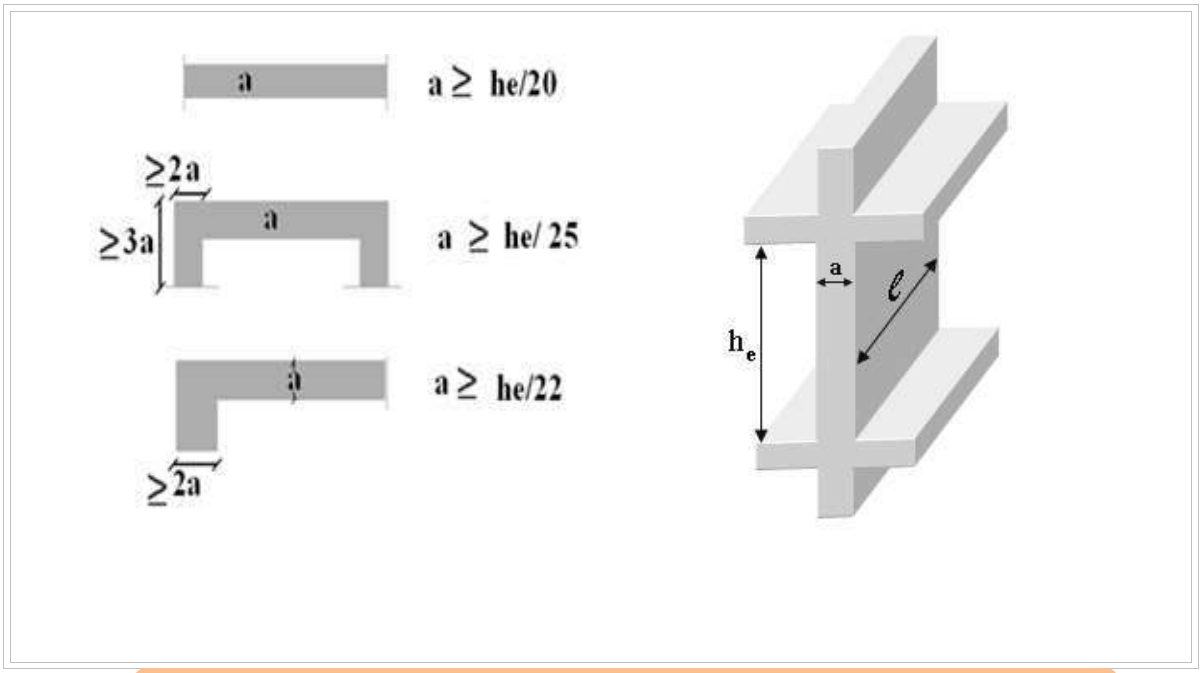


Figure 2- 13 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.06-0.2=2.86m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15 cm ; 11.44cm;13cm;14.3 cm)

  a ≥15 cm

On adopte **a =15 cm**

ChapitreIII
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 70 cm 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.

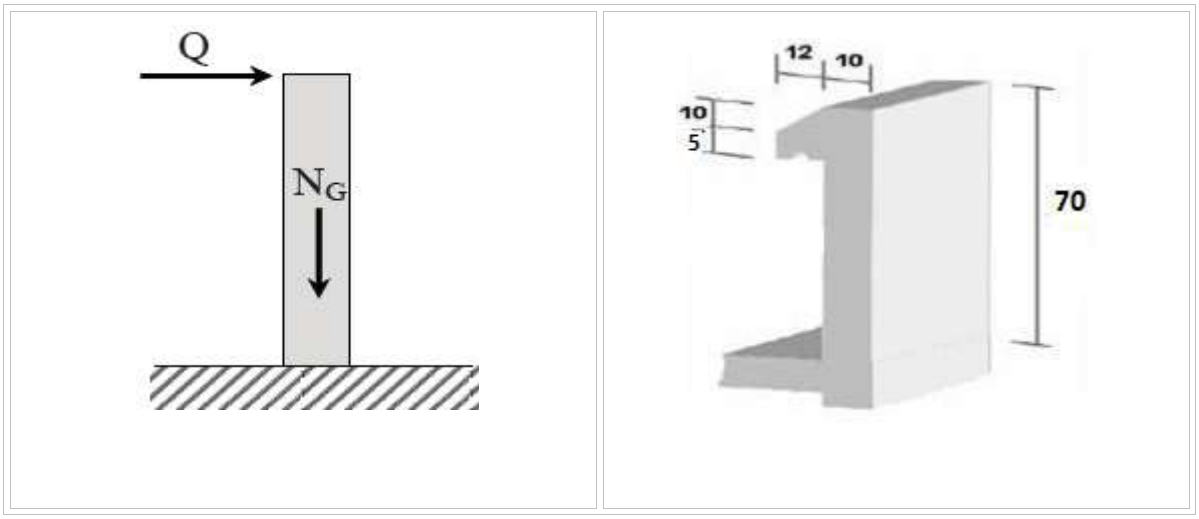


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.7*0.1)+(0.05*0.10)+(0.1*(0.10/2))]*25 (0.07+0.005+0.005) *25=2
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

Tableau 3-1 : Les charges

III.1.2. Calcul des efforts :

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.7	G = 2
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==1.05	Q * h = 0.7

Tableau 3-2 : Les efforts

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Données			
f_{c28}	25 MPa	H	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	D	7.5 cm
f_e	400 MPa	C	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3-3 : Les données

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{2.7} \Rightarrow e0 = 38.8$ cm

On a : $e_0 = 38.8\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ 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.

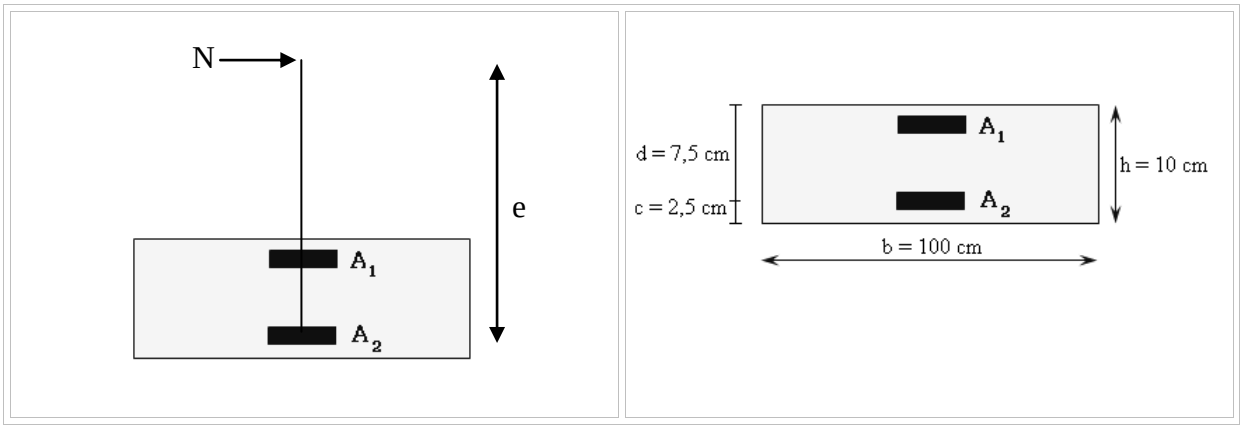


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.413$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 1.115$kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} = \frac{1.115.10^3}{14,2.100.7,5^2} \Rightarrow \mu = 0,0139$$

$\mu = 0.0139 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma}_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0,429 \text{ cm}^2$$

.N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.352$ cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.352 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

Amin =1 cm²> A =0.352 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition : [1]**

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

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement : [1]**

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq Smin = \min [3h=30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$S_{rép}$= 15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : [1]

Données: N_{ser} = 2.00 kN

M_{ser} = 0.7kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$$\text{On a } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.00} = 35.00cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 35.00 \text{cm}$$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') ⇒ Bo = 1030,15 cm².

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073 \text{ cm.}$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 35.00cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (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.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

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 = h/2 – e = -30.00cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2632.16\text{cm}^2 \\ q = +51694{,}45\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^{\,3} - 2632{,}15\, y_2 + 51694{,}45 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -2\text{x}10^{7} < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.995 \Rightarrow \varphi = 174.27° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 59.241 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 32.06\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -59.20\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 27.89\text{cm} \end{cases}$

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.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.06\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b\, y_1^{\,2} + 15\left[A'\left(y_1 - c'\right) - A\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 48.16\text{cm}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2000}{48164} = 0.0415\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0415 \times 20.6 = 0.855\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0415 \times (75 - 20.6) = 33.864\,\text{MPa}$$

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

$$\sigma_s = 33.864\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\,\text{MPa}$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{1.05}{0.9x0.075} = -14.05kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

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

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

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.2 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2 = 1.28KN$$

$$F_p = 1.28\,KN < T = 1.5\,KN \quad \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifié)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

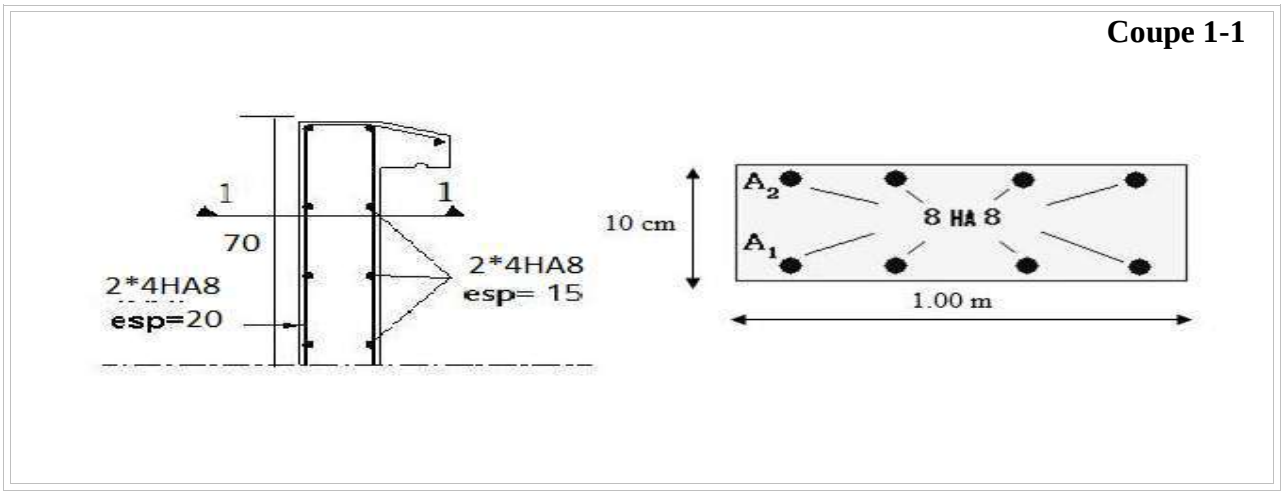


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

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 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 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.2.1. 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 5 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 **[1]**
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  33 cm **[1]**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad \textbf{[1]}$$

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 ≥ $\frac{At}{2}$ =0.25 cm²/m.l **[1]**

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.

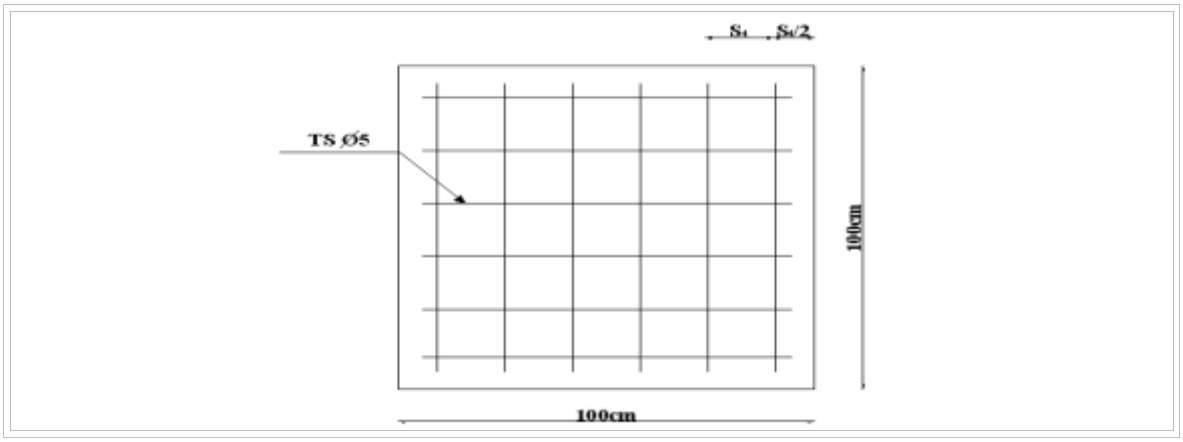


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III2.2. 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.2.2.1. 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.

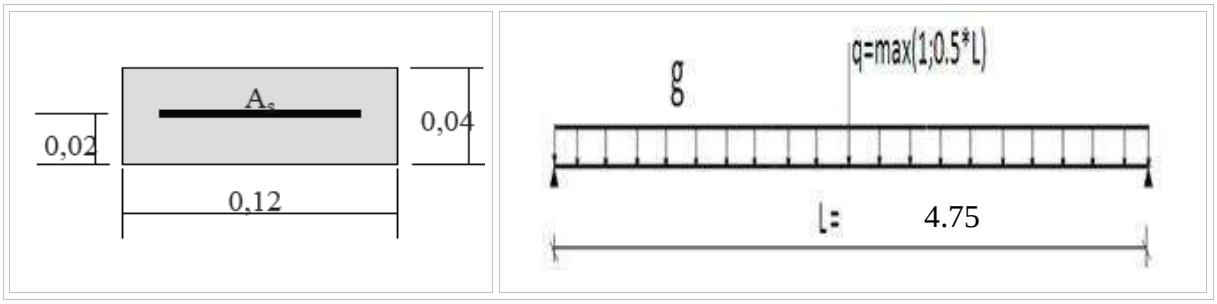


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
5.40	2.70	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.81$	$\frac{QL}{4} = 3{,}645$	1.35MG+1.5MQ=9.26

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b * b * d^2} = \frac{9.26 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 13.586 \gg \mu\, max = 0.478$$

Cette valeur de μ=13.586 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 déformation.

III.2.2.2. Après coulage :

- G = poids du plancher ((20+5)= 3.2*0.65=2.08 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 =1(kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=4.308(kN/ml)
- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	2.08	1	4.308	5.4	10.22	1.04	Non
1				2.70	0.63	0.54	Non
2				1.80	0.12	0.36	Oui

Tableau 3-6 : Détermination le nombre de étaiements

On place 2 étaiements à une distance L=1.80 m. pour les poutrelles du, Bâtiment

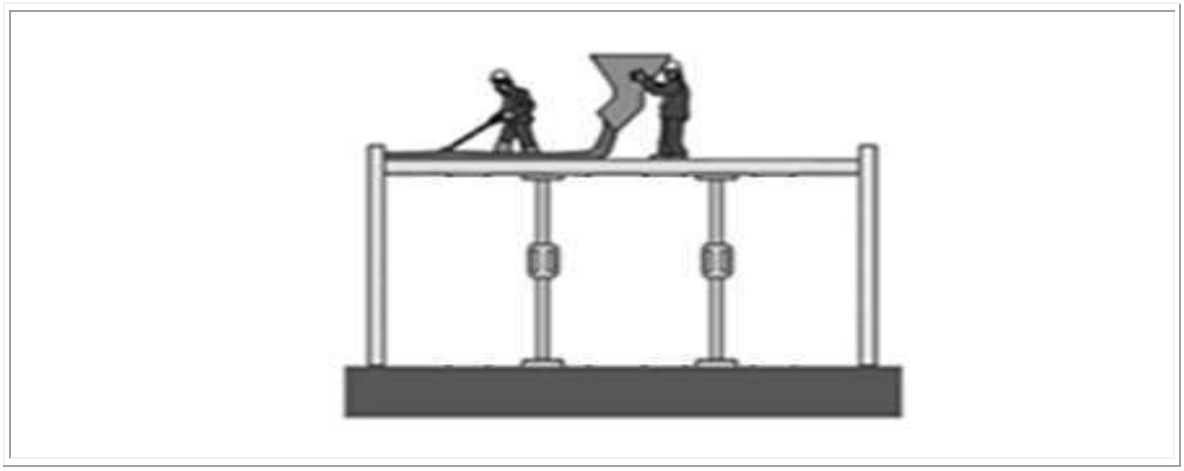


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

III.2.2.2. Sollicitations de calcul :

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

III.2.2.2.a.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc utilise la méthode forfaitaire.

La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode : [1]**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.56*O.65=4.26	1*0.65=0.650	6.731	4.914
Plancher courant	6.4*0.65=4.16	2.5*0.65=1.625	8.054	5.785
	6.4*0.65=4.16	4*0.65=2.600	9.516	6.760

❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

$$Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées. **(C .N.V)**
- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1 < 1.25$
- La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

III.2.2.2.b.1. Méthode de calcul : [1]

Le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour tous les autres

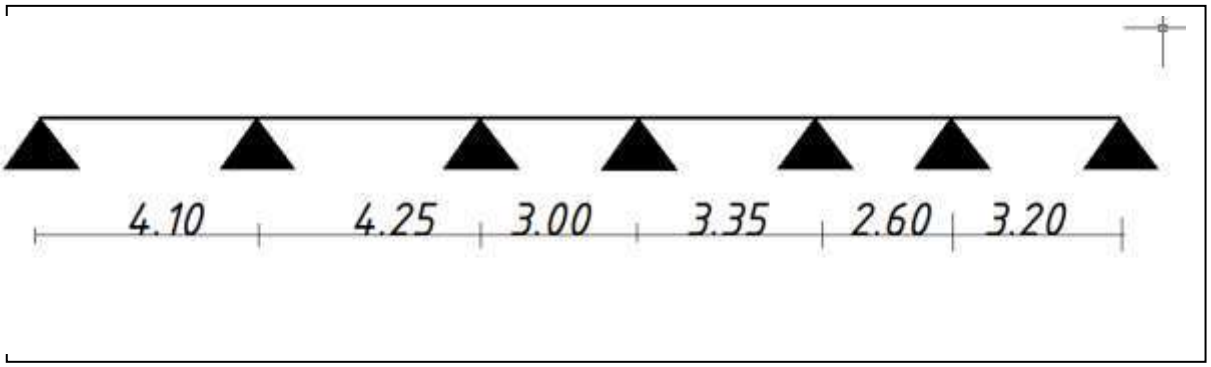
Moment isostatique Mo		$ql^2/8$
Moment en travée Mt		$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.15M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l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

Tableau 3-8 : méthode forfaitaire

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 considéré.
- 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. –

Pour les autres poutrelles la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on utilise donc la méthode de **Caquot**



- **Poutrelle à six travées**

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	20.00	12.245	12.51	3.00	19.47	19.57
B-C	21.50	10.115	10.26	12.51	30.325	10.126
C-D	10.71	1.93	7.30	10.26	22.15	6.45
D-E	13.35	6.375	6.65	7.30	21.26	10.63
E-F	8.04	1.605	6.22	6.65	16.64	5.65
F-G	12.19	8.165	1.83	6.22	20.88	9.582

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à SIX travées

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	14.20	8.70	8.88	2.13	14.00	13.72
B-C	15.26	7.18	7.285	8.88	21.53	7.20
C-D	7.605	1.374	5.177	7.285	13.05	9.60
D-E	9.48	4.53	4.72	5.177	15.09	7.55
E-F	5.712	1.14	4.42	4.72	11.80	5.77
F-G	8.65	5.79	1.30	4.42	14.85	6.78

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à SIX travées (ELS)

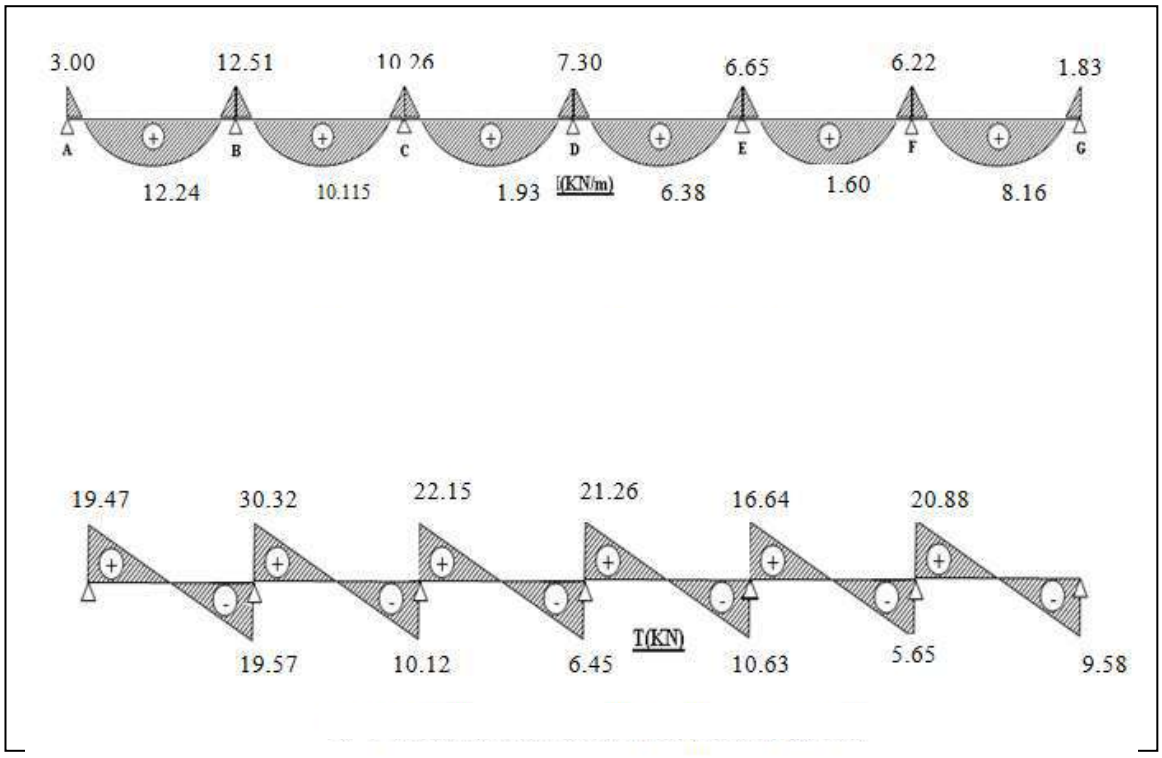


Figure 3-7: Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELU)

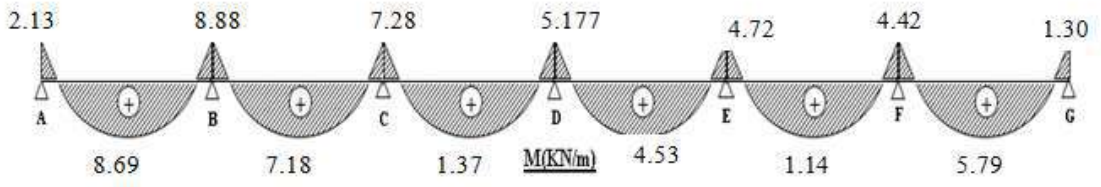
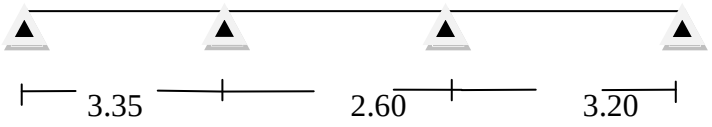


Figure 3-8: Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELS)

Poutrelle à trois travées



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.35	9.025	6.65	2.00	15.96	15.931
B-C	8.04	1.82	6.22	6.65	15.92	8.840
C-D	12.19	8.165	1.82	6.22	20.88	9.584

Tableau 3-11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	9.48	6.41	4.72	1.422	11.340	11.310
B-C	5.71	1.14	4.42	4.72	10.490	7.088
C-D	8.65	5.79	1.30	4.42	14.829	6.802

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

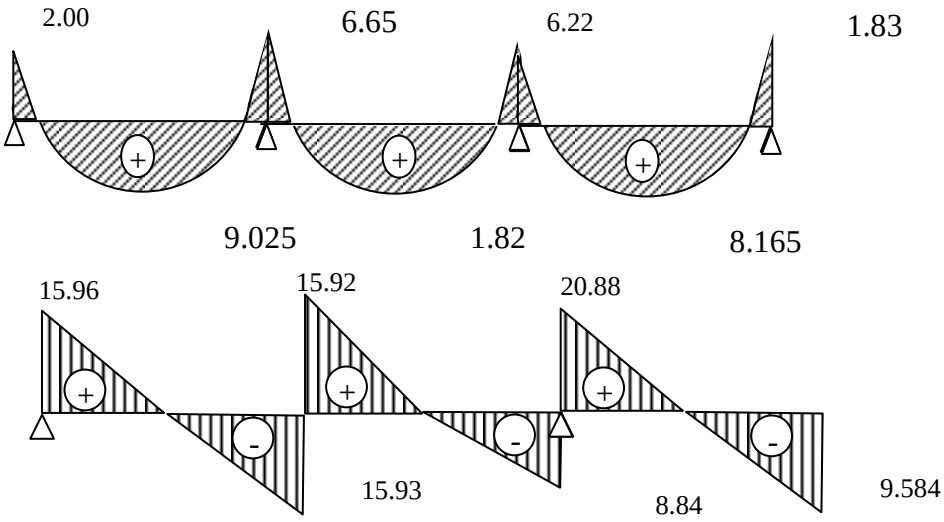


Figure 3-9: Différents efforts dans la poutrelle à trois travées

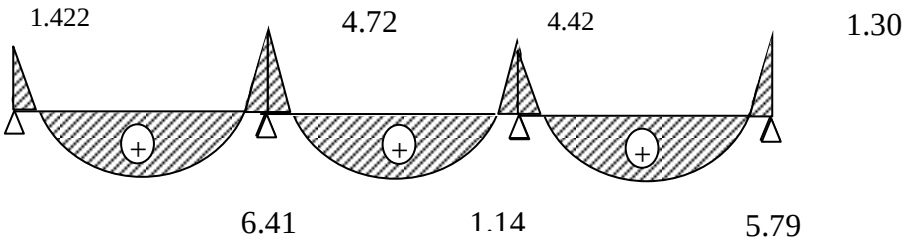
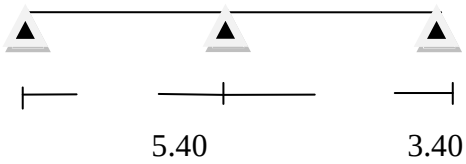


Figure 3-10 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées

- **Poutrelles à deux travées**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	34.70	24.08	16.02	5.205	27.93	23.46
B-C	13.76	4.72	2.064	16.02	31.59	0.76

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	24.64	17.1	11.38	3.70	19.84	16.66
B-C	9.77	3.345	1.47	11.38	22.44	0.54

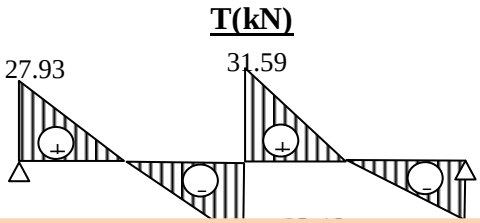


Tableau 3-14: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

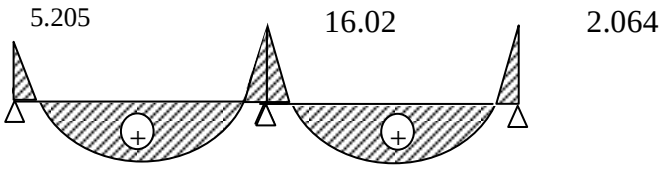


Figure 3-11: Différents efforts dans la poutrelle à deux travées

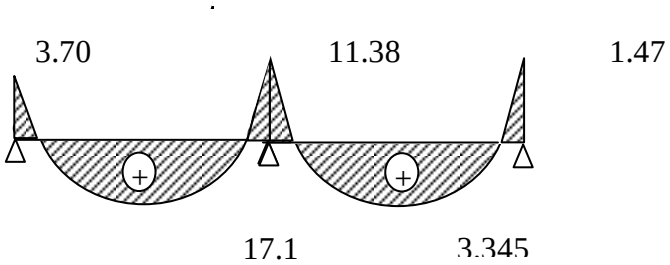


Figure 3-12: Différents efforts dans la poutrelle à deux travées

III.2.2.2.C. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	16.02	24.4	31.59	11.38	17.1
référence	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à2 travées,	Poutrelle à2 travées,

Tableau 3-15: Récapitulations des efforts

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	24.4	16.02
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =92.30 $M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la tabl ⇒ section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*12) ⇒calcul en flexion
	μ	0.103	0.053
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.965	0.862
	A (cm^2)	3.4	3.4
	Le choix	2HA14+1HA14= 4.62cm^2	1HA14+1HA16=3.55 cm^2
	B/1000	1.625	0.300
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	17.1	11.38
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.42	4.066
	I_G (cm^4)	15480.93	8949.905
	K (N/cm^3)	96.07	128.247
	σb (Mpa)	6.05	7.278
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Tableau 3-16 : calcul des armatures

III.2.2.2.d. Calcul du ferraillage :

- **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 :La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=2HA12+1HA14	Aa=1HA16+1HA12

Tableau 3-17 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

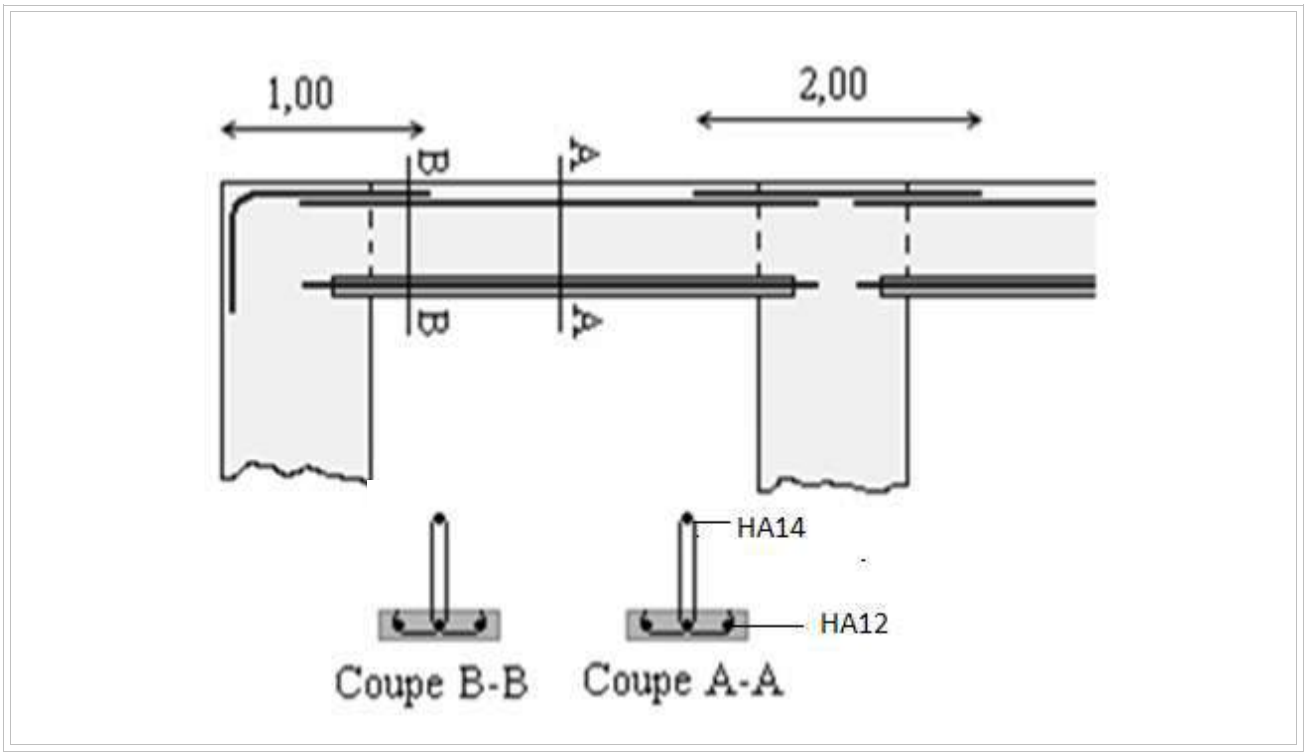


Figure 3-13 : Disposition constructive des armatures

Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} =(20.7;40\ cm)$$

Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ = {7.14;14;12}(mm)On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$

$\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²=0.28 cm²

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.

A transversales	Espacement
2ϕ6	20cm

Tableau 3-18 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement : [1]

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.

Tu= $\frac{T}{b*d}$ = $\frac{31.59*10^2}{120*230}$ =1.145 Mpa $\leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3.33$ **Mpa**

Vérifications nécessaires : [1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4$MPa. $\Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 200} = 0.93$ MPa≥0.4 MPa **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.00165$ **(C.V)**

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 5.4 = 0.046 Mt/(15Mo)=24.08/(15*34.70)=0.046	ρ=A/(bo*d)=5.12/(12*23)=0.0185 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Tableau 3-19 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.2.2.g. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=5.4 m & 5.4 m >5 m ⇒ $\bar{f}$ = 0.5cm+(L/1000)= 0.5+(5.4/1000)=1 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 30179.7921\ cm^4$$

- Tel que : $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184

$\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 5.785 * 10^3 * 5.5^4}{384 * 32164.2 * 30179 * 10^{-8}} = 0.007\ m$$

$f = 0.7\ cm < \bar{f} = 1\ cm$ ⇒ Condition vérifiée

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

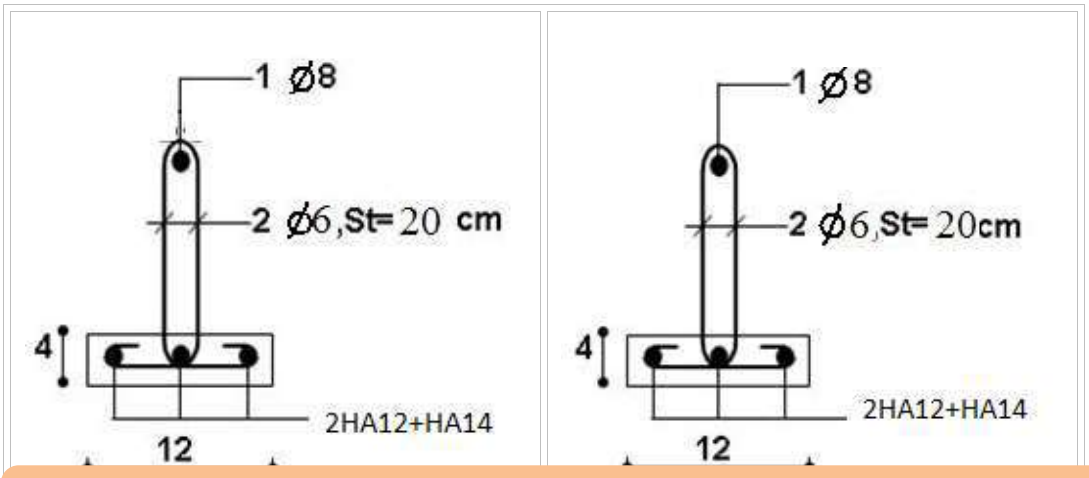


Figure 3-14 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. les escaliers :

III.3.1. 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.3.2. 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.

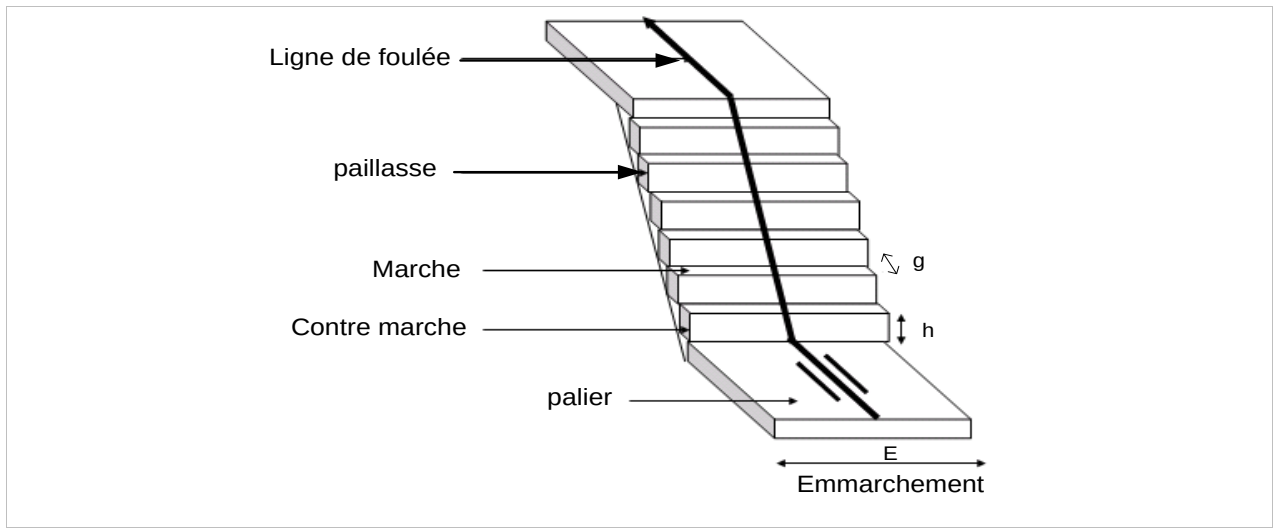


Figure 3-15 : Représentation d'un escalier

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

III.3.3. Escalier à deux volées :

III.3.3.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 0.91m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 16.5cm

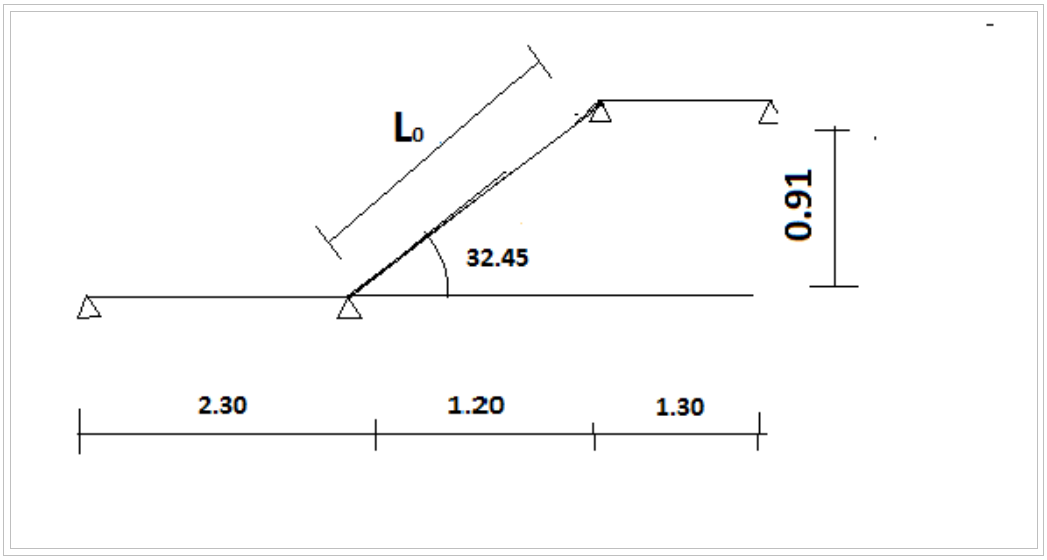


Figure 3-16 : Dimensions de l'escalier

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

60cm ≤ g+ 2h = 63cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

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

tg α = H / L =0.91/1.20= 0.758

donc : α =32.45° $L_0 = \sqrt{0.91^2 + 1.20^2} = 1.092m$

l =1.30+2.30+1.092 =4.692m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.40 \le e \le 15.64$ On adopte: e = **15**cm

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.99**

Tableau 3-20 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.98
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.78**

Tableau 3-21 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

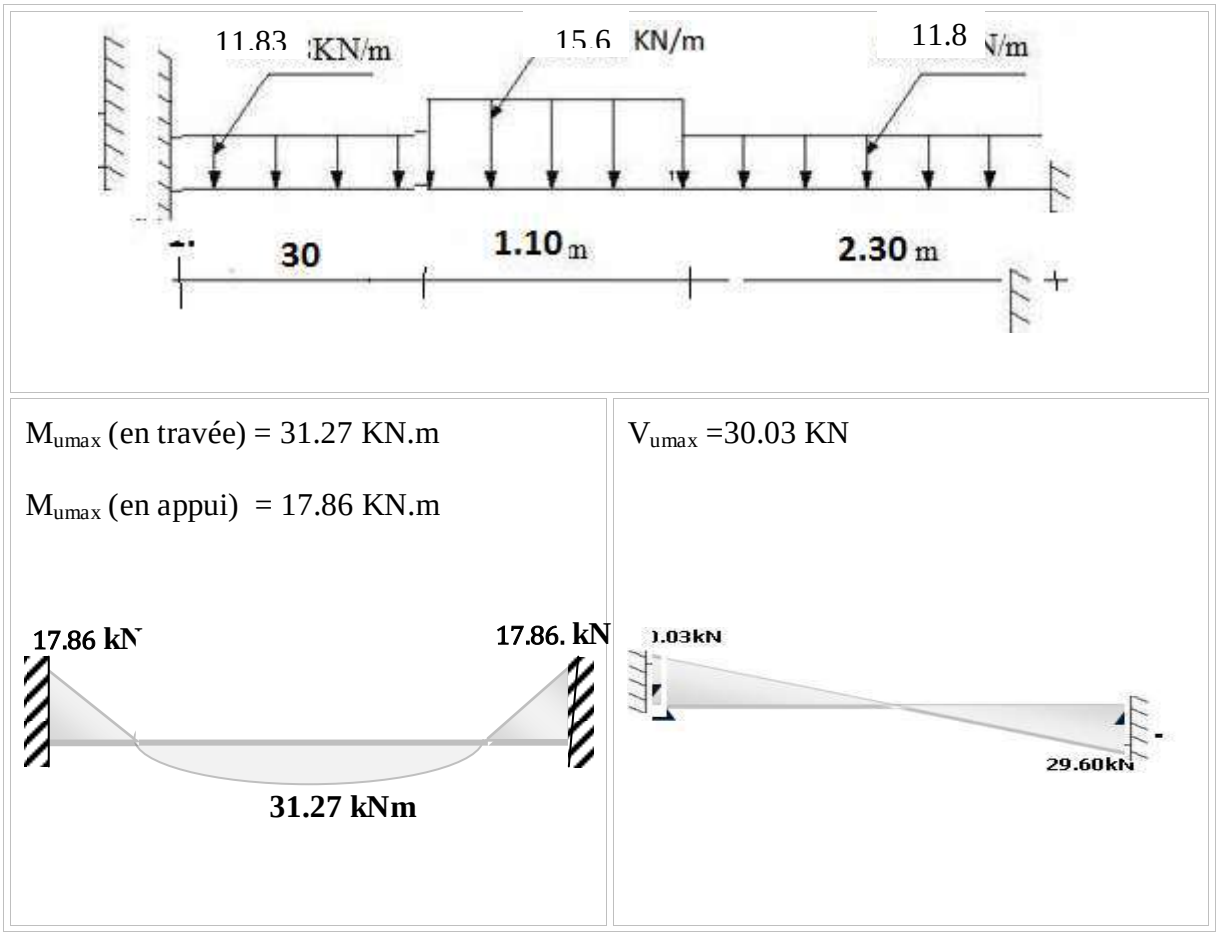
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.99	2.5	11.83	8.49
Paillasse	8.78	2.5	15.60	11.28

Tableau 3-22 : Combinaison des charges de l'escalier

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :



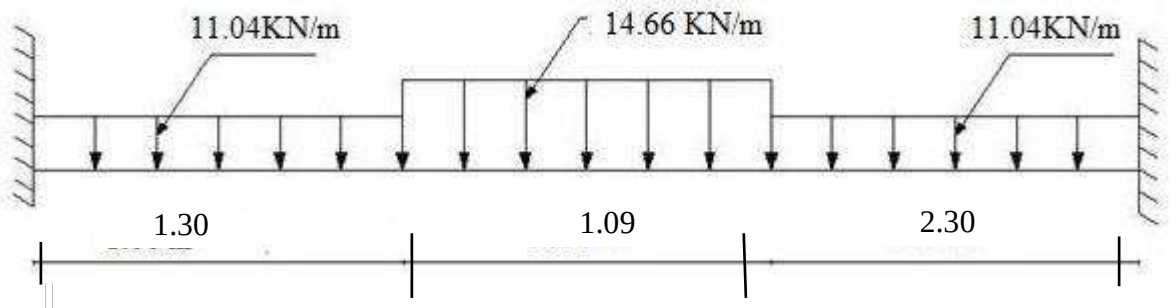
M_{umax} (en travée) = 31.27 KN.m

M_{umax} (en appui) = 17.86 KN.m

V_{umax} =30.03 KN

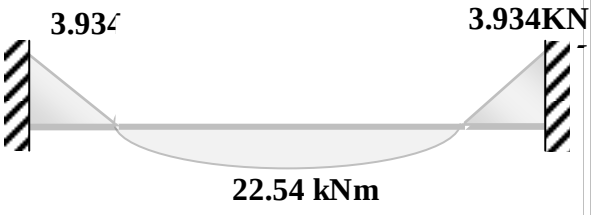
Figure 3-17 : Schéma statique à l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :



Mt_{smax} (en travée) = 22.54 KN.m

Ma_{smax} (en appui) = 3.934KN.m



V_{smax} = 21.29KN



Figure 3-18 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-23 : les données

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²) /ml
En travée	31.27	0.097	0.921	6.504	0.00	5HA14=7.70
En appuis	17.86	0.056	0.972	3 .52	0.00	4HA12=4.52

Tableau 3-24 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 7.70\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\ cm^2$ (c.v)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition : [1]

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925$	3 HA 12 = 3.39 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.130$	3 HA 12= 3.39cm²

Tableau 3-25 : Les armatures de répartition

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

Tableau 3-26 : Vérification de l'espacement

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30.03\times10^3}{1000\times150} = 0.200\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.200\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad (c.v)$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

	En travées	En appuis
A (cm^2)	7.70	4.52
M_{ser} (kN.m)	22.54	3.934
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.84$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.88$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=15701.89$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=10330.80$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=6.95$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1.48$
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau 3-27 : Vérification à l'E.L.S

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{468} = 0.036 \geq \frac{22.54}{20 \times 26.51} = 0.04 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 15} = 0.0051 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$ pour les

flèches dues aux charges instantanées:

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

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées:

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

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.44cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 46014.22cm^4$$

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
7.70	22.54	0.0051	270.66	1.43	9.44	46014.22
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
7348.13	14958.15	25.97	30.91	4.94	9.38	Oui

Tableau 3-28 : Vérification de la flèche de l'escalier

III.3.4. Escalier à trois volées :

III.3.4.1. première volée :

III. 3.4.1. A. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1 m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 16.5cm

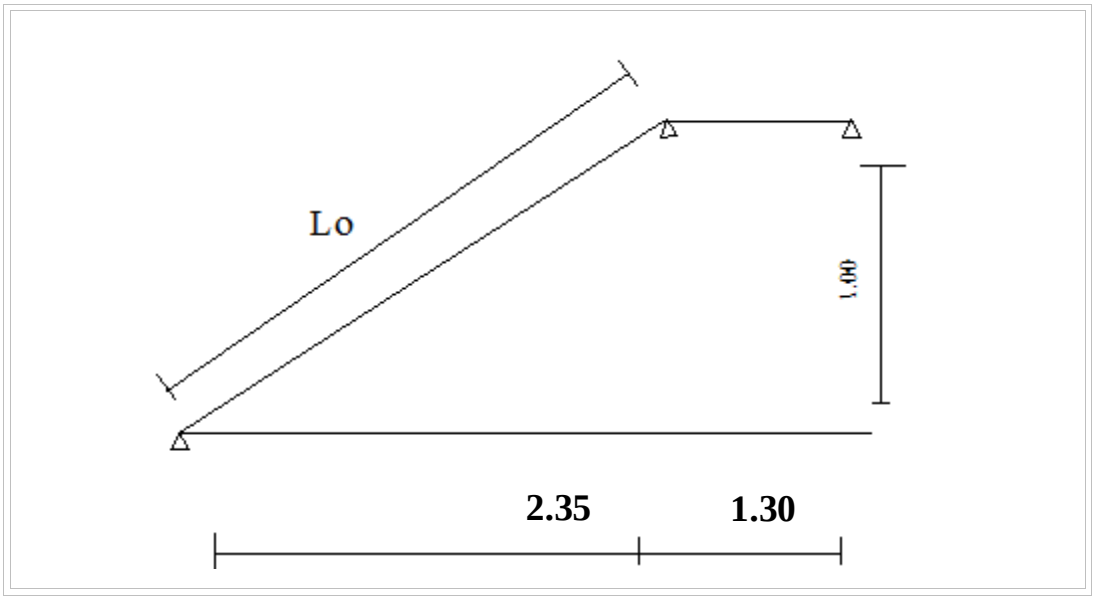


Figure 3-17 : Dimensions de l'escalier

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

60cm ≤ g+ 2h = 63cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

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

tg α = H / L = 1/2.10 = 0.63

donc : α =25.46°

$L_0 = \sqrt{1^2 + 2.10^2} = 2.33m$

l =2.33+1.30=3.63m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 10.37 \le e \le 12.1$ On adopte: e = 1cm

III.3.4.1.B. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.1.B.a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.11	25	2.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**4.49**

Tableau 3-29 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.11 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.06**

Tableau 3-30 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

III.3.4.1.B.b. Charge d'exploitation : Q = 2.5KN/m

III.3.4.1.C. 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

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	4.49	2.5	9.81	6.99
Paillasse	7.06	2.5	13.28	9.56

Tableau 3-31: Combinaison des charges de l'escalier

III.3.4.1.C.A. l'E.L.U :

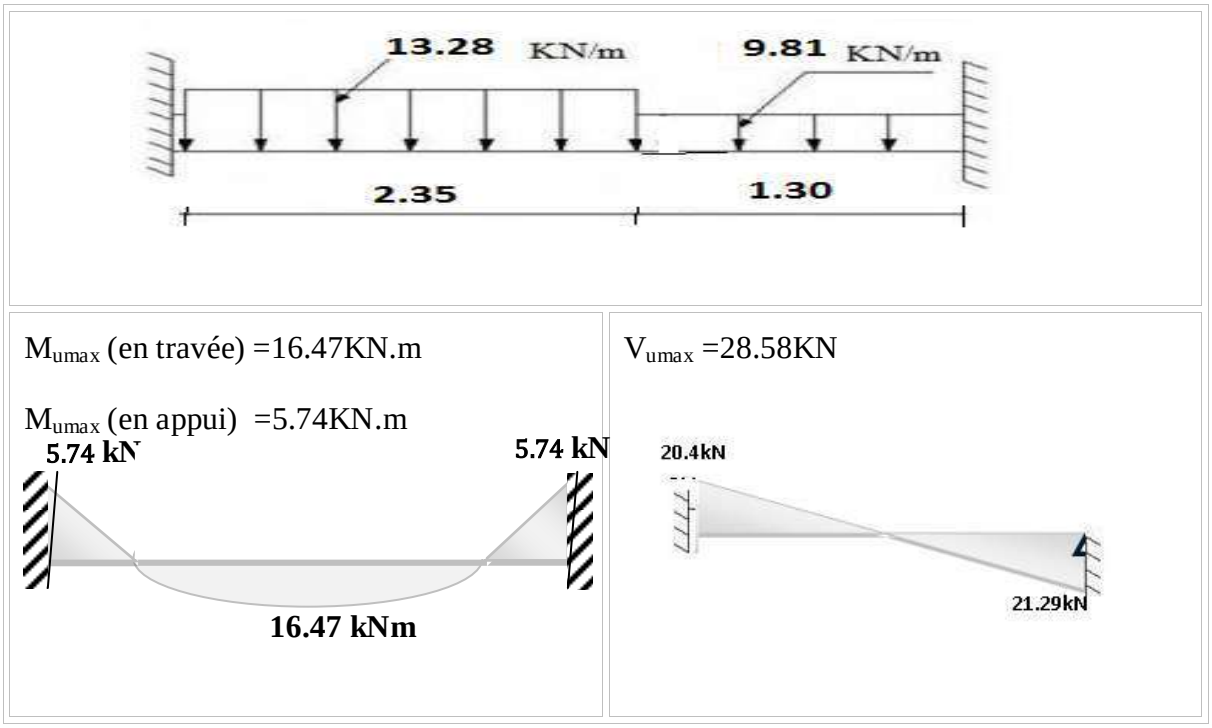


Figure 3-20 : Schéma statique à l'E.L.U

III.3.4.1.C.B. l'E.L.S :

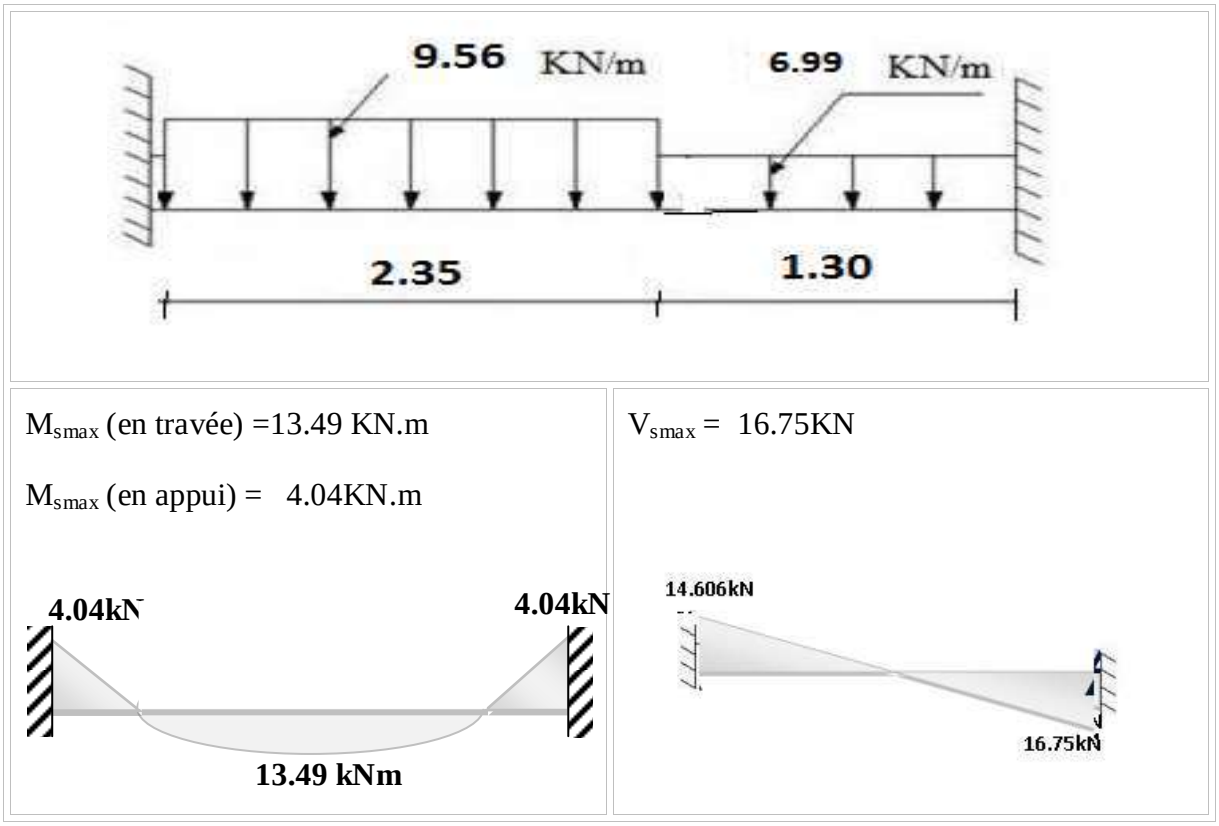


Figure 3-21 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.4.2. deuxième volée :

III.3.4.2. A. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.15m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 16.5cm

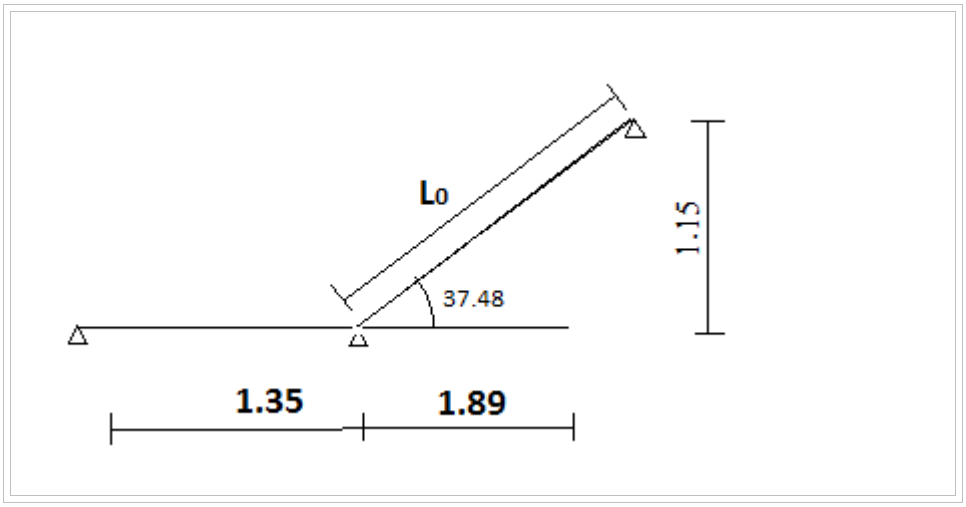


Figure 3-22: Dimensions de l'escalier

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

60cm ≤ g+ 2h = 63cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

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

tg α = H / L = 1.15/1.50 = 0.77

donc : α =37.48°

$L_0 = \sqrt{1.15^2 + 1.50^2} = 1.89m$

l =1.89+1.35=3.24m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 9.26 \le e \le 10.80$$

On adopte: e = **11**cm

III.3.4.2.B. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.2.B.a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.11	25	2.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**4.49**

Tableau 3-32 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.11 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.06**

III.3.4.2.B.b. Charge d'exploitation Q = 2.5KN/m

III.3.4.1.C. Détermination des efforts :

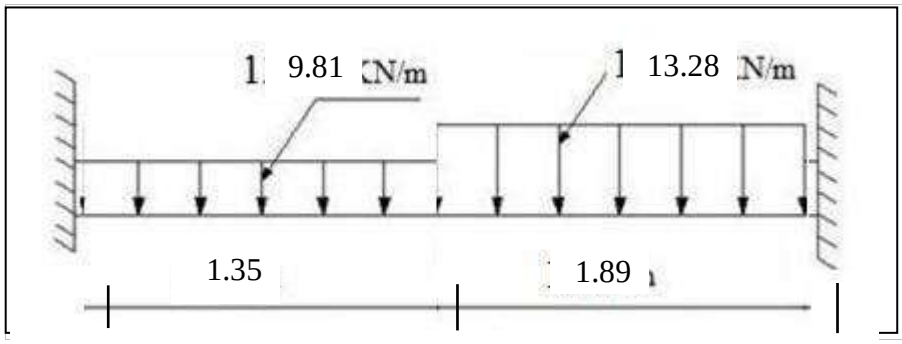
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	4.49	2.5	9.81	6.99
Paillasse	7.06	2.5	13.28	9.56

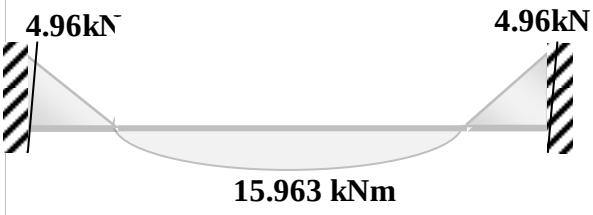
Tableau 3-34 : Combinaison des charges de l'escalier

III.3.4.2.C.A. l'E.L.U :



M_{umax} (en travée) = 15.963KN.m

M_{umax} (en appui) = 4.961KN.m



V_{umax} =20.53KN

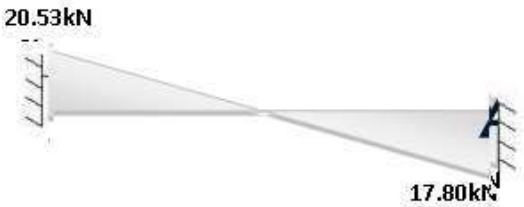


Figure 3-23 : Schéma statique à l'E.L.U

III.3.4.2.C B. l'E.L.S :

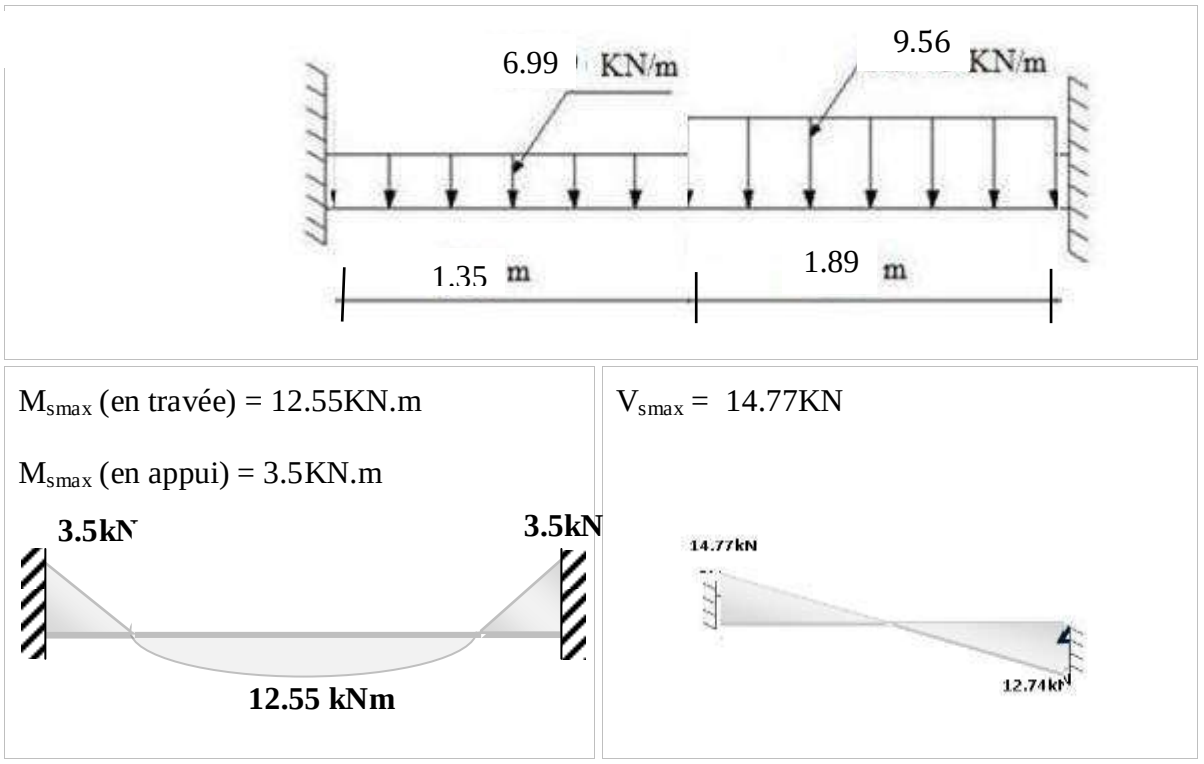


Figure 3-24 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.4.4. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			ELS	
	Mau(kN.m)	Mtu(kN.m)	Tu (kN)	Ma ser(kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	5.74	16.47	21.29	4.04	13.49

Tableau 3-35 : Récapitulations des efforts

III.3.4.5. Ferraillage des escaliers :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 130 cm	h= 11cm	d=9 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-36: les données

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	16.47	0.110	0.910	4.30	0.00	4HA12=4.52
En appuis	5.74	0.038	0.968	1.50	0.00	2HA12=2.26

Tableau 3-37 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.3.4.5.a. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 11}{1000} = 1.10\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 2.26cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 11}{1000} = 1.10\,cm^2$ (c.v)

III.3.4.5.b. Les armatures de répartition : [1]

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.52}{4} = 1.38$	2 HA 12 = 2.26cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565$	2HA 10= 1.57cm²

Tableau 3-38 : Les armatures de répartition

III.3.4.5.c. Vérification de l'espacement : [1]

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

Tableau 3-39 : Vérification de l'espacement

III.3.4.5.d. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21.29\times10^3}{1000\times90} = 0.236\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.236\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.52	2.26
M_{ser} (kN.m)	13.49	4.04
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.88$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.75$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=3575.21$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=3268.39$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=10.82$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3.40$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

Tableau 3-40 : Vérification à l'E.L.S

III.3.4.5.e. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

III.3.4.5.f. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{11}{540} = 0.020 \geq \frac{13.49}{20 \times 15.87} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 9} = 0.0050 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches aux charges instantanées:

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

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$

✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ pour les flèches aux charges de longues durées:

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

✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$

✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 5.97\ cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 15357.74 cm^4$$

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
4.52	13.49	0.00387	244.32	049	5.97	15357.74
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
4077.31	7486.70	13.55	22.15	8.6	7.26	Oui

Tableau 3-41 : Vérification de la flèche de l'escalier

III.5.7- Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme simplement appuyée sur les deux voiles elle est de section **(b×h)**.

a) **Pré dimensionnement :**

La poutre palière a une longueur **L=4.75m.**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \quad 31.66cm < h < 47.5cm$$

On prend : **h=40cm et b=30cm.**

b) **Vérification des conditions du RPA99V2003 :**

$b \geq 20cm$ ⇨ On : $b = 30cm$ condition vérifiée.

$h \geq 30cm$ ⇨ On : $h = 40cm$ condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ ⇨ On : $\frac{40}{30} = 1.34$ condition vérifiée.

a) **Evaluation des charges :**

ELU : $P_U = 1.35(G_P + R_P)$ ⇨ $P_U = 21.25KN/mL$

- **ELS :** $P_{ser} = G_P + R_P$ ⇨ $P_{ser} = 15.74KN/mL$

b) **Calcul des moments :**

$$Mo = \frac{P_u.L^2}{8} = 59.93KN/m \Rightarrow \quad Mt = 0.85M_o = 50.94KN/m$$

$$\Rightarrow \quad Ma = 0.6M_o = 35.96KN/m$$

$$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{8} = 44.39KN/m \Rightarrow \quad Mt_{ser} = 0.85M_{0u} = 37.73KN.m$$

$$\Rightarrow \quad Ma_{ser} = 0.6M_{0ser} = 26.63KN.m$$

c) Ferraillage :

- Données :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 40cm	d=23cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-42: les données

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.226$$

$\mu = 0.226 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée **A'$_s$ = 0**.

$$\mu = 0.0898 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} ‰\ \varepsilon_S = 10 \\ \sigma_S = \dfrac{Fe}{\gamma_S} = 348MPA \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_F}{B.d.\sigma_S} \Rightarrow A_S = 8.68cm^2$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.15$$

$\mu = 0.063 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée **A'$_s$ = 0**.

$$\mu = 0.063 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} ‰\ \varepsilon_S = 10 \\ \sigma_S = \dfrac{Fe}{\gamma_S} = 348MPA \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_F}{B.d.\sigma_S} \Rightarrow A_S = 6.1cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{ft_{28}}{Fe} \Rightarrow A_{min} = 1.36cm^2$$

➢ En travée : $A_S = 8.68cm^2 > A_{min} = 1.36cm^2$ condition vérifiée.

➢ Sur appuis : $A_S = 6.13cm^2 > A_{min} = 1.36cm^2$ condition vérifiée.

- **Choix des armatures :**

⇨ En travée : $A_S = 8.68 cm^2$ ⇨ $6HA14$

⇨ Sur appuis : $A_S = 6.13 cm^2$ ⇨ $6HA14$

⇨ Armatures transversales :

$$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, 10\right\} \Rightarrow \quad \phi \le \min\{13,12,10\} \text{ Soit } \phi = 8mm\text{Q}$$

⇨ Espacement St :

× $St = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ⇨ $st = 10cm$ Zone nodale.

× $St = \min\{,10\phi, 15cm\}$ ⇨ $st = 15cm$ Zone courante.

***d)* Vérification de l'effort tranchant :**

- Données : $V = 12.74KN$, $b = 30cm$, $d = 35cm$

$\tau_u = \frac{V}{b.d}$ ⇨ $\tau_u = 0.213MPA$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 fc_{28}, 5MPA\}$ ⇨ $\bar{\tau}_u = 3.25MPA$

$\tau_u = 0.213 < \bar{\tau}_u = 3.25$ **Condition vérifiée.**

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. 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 plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. 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 élastoplastique.

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.4.2.1. Principe de calcul:

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

a) travail externe :

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

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

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (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 . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Dans notre structure, on à des dalles pleines de forme triangulaire, rectangulaire et trapézoïdale,

III.4.3. Position des lignes de rupture:

III.4.3.1. Dalle triangulaire : (Expose de la méthode)

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

$$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$$

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

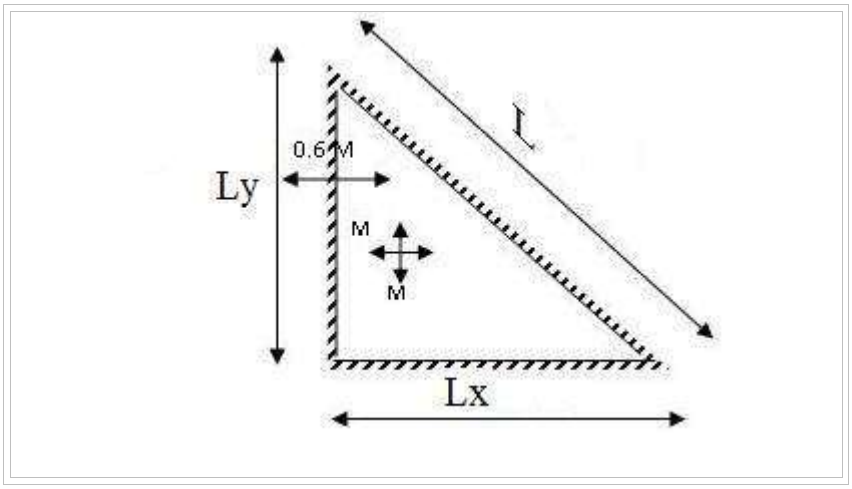


Figure 3-25 : Dalle pleine

Travail externe:

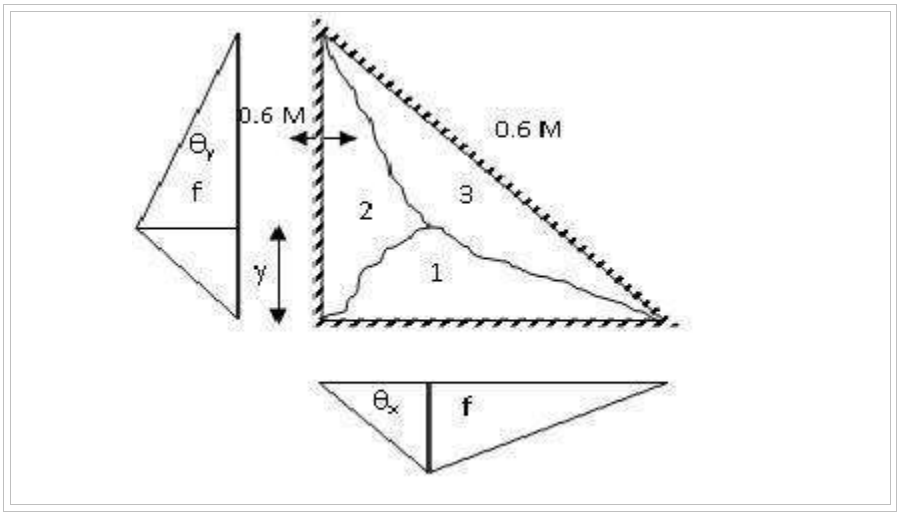


Figure 3-26 : efforts et déplacements des zones rigides.

$T_{ext}(1) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}.$

$T_{ext}(2) = P_u \cdot \frac{L_y}{2} \cdot x \cdot \frac{f}{3}$

$T_{ext}(3) = P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}.$ ➔ $\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right]$

Travail interne:

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

$T_{int}(3) = 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L - 2y}$

$\sum T_{int} = 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L - 2y} + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L = M \cdot L \cdot \left(\frac{2}{y} + \frac{2}{L - 2y} \right) \cdot f$

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$;

$\frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right] = = M \cdot L \cdot \left(\frac{2}{y} + \frac{2}{L - 2y} \right) \cdot f$

On obtient : $\mathbf{P_u} = \frac{6ML}{LxLy} \cdot \left(\frac{2}{y} + \frac{2}{L - 2y} \right)$

III.4.3.2. Résultats :

Au niveau de notre structure nous avons 3 types de des dalle pleine, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	Lx(m)	Ly(m)	L(m)	y(m)	Mt(KN.m)		Ma(KN.m)	
					ELU	ELS	ELU	ELS
1^{er}type	3.00	3.65	4.05	0.66	1.89	1.38	1.13	0.83
2^{eme}type	3.00	3.20	4.05	0.84	1.94	1.42	1.16	0.85
3^{eme} type	3.00	3.10	3.15	0.186	0.68	0.50	0.41	0.30

Tableau 3-43 : Résultats de calcul pour la dalle pleine

II.4.3. 3. Calcul de ferraillage :

III.4.3. 3.1. Ferraillage à L'ELU: [1]

f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3-44 : La donnée

	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
travée	x	1.940	0.003	0.998	1.00	0.24	3HA10=2.35
	y	1.940	0.003	0.998	1.00	0.24	3HA10=2.35
appui	x	1.16	0.002	0.999	1.00	0.15	3HA8=1.5
	y	1.16	0.002	0.999	1.00	0.15	3HA8=1.5

Tableau 3-45 : Ferraillage des dalles pleines

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tous les types

III.4.3. 3.2. Vérification de l'ELS :

Détermination de la valeur de « y » :

$$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $\qquad$ $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (Kn.	A_s (cm	Y (cm	I (cm^4)	K (N/mm	$\sigma_b$adm(M	σ_{bc} (MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	1.420	2.35	3.69	14818.6	0.036	15	3.54	OUI
	appuis	1.420	2.35	3.69	14818.6	0.018	15	3.54	OUI
Sens y	travée	0.85	1.5	3.00	18900	0.040	15	1.35	OUI
	appuis	0.85	1.5	3.00	18900	0.020	15	1.35	OUI

Tableau 3-46 : Vérification à l'ELS

.L'espacement

S_t=25 cm ≤ $S_{t\,Adm}$ = min (3h=45cm; 33cm) =33cm

Vérification de l'effort tranchant :

$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$ = **16.16 KN** ; $V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly}$ =**15.82KN**;

$\Rightarrow \frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.688MPa$ **[1]** $\overline{\tau_u}$ =0.07f_{cj} /$\gamma_{b\,=\,1.67MPa}$ ➔ $\boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

I.5.4.7. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

1ere condition	2eme condition	3eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$	$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35}$
h/ L = 0.3/ 3.00 = 0.1 Mt/(10 Mo)= 1.420/(10*1.420)=0.1	ρ=A/(bo*d)=2 .35/(100* 23)=0.001 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01	h/L = 0.3 / 3.00 = 0.1 $\frac{1}{27} à \frac{1}{35}$ = 0,028à0,037.
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau 3-47 : vérifications préliminaires de la flèche des dalles

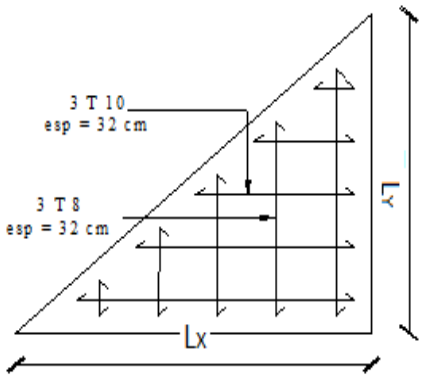


Figure 3-27 : ferraillage de la dalle triangulaire

III.4.3.2- La dalle de forme rectangulaire

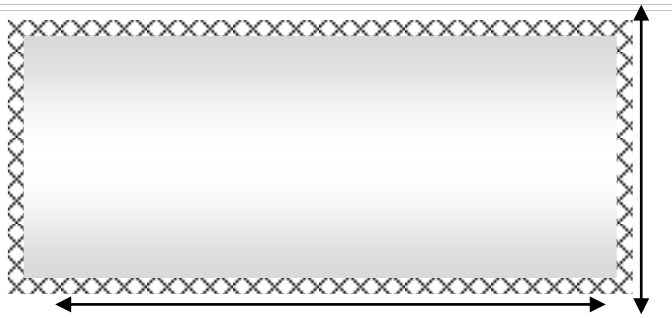


Figure 3-28 : Dimensions de la dalle de forme rectangulaire

III.6.2. Pré dimensionnement :

$$\frac{L_x}{45} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{325}{45} \le e \le \frac{325}{40} \Rightarrow 7.22cm \le e \le 8.12cm$$

On adopte e=15 cm.

III.6.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.6.3.a. Charges permanentes G :

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0,25	-	6,25
8	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
Charge permanente G				**10.05**

Tableau 3-48 : Charges permanentes

- **Calcul des actions :**

Les résultats de calcul sont :

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
10.05	1.5	15.82	11.55

Tableau 3-50 : Détermination des chargements de la dalle

III.6.4. calcul des sollicitations :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.35}{3.25} = 0.415 \geq 0.4$ Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.6.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.6.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.6.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

M: moment de flexion.

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: l'angle de rotation.

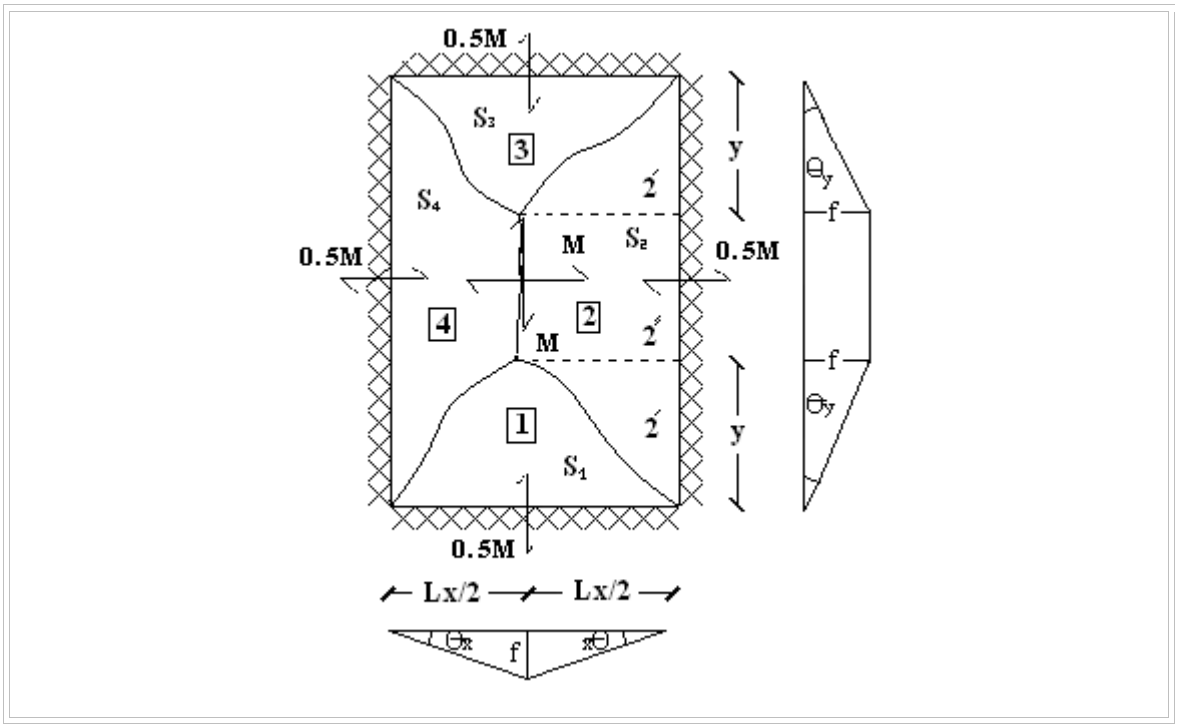


Figure 3-29 : Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

$$T_{ext} = T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext} + T^{3}_{ext} + T^{4}_{ext}$$

Avec :

- $T^{1}_{ext} = T^{3}_{ext}$
- $T^{2}_{ext} = T^{4}_{ext}$

$$T^{1}_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T^{2}_{ext} = 2T^{2'}_{ext} + T^{2''}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

❖ **Travail interne :**

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

Les moments $T_{ext} = T_{int}$

$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$

$* M_y = \mu_y M_x$

D'âpre le BAEL : (μ_x ; μ_y)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}1088 \Rightarrow M_x = 18.18kNm \\ \mu_y = 0{,}2500 \Rightarrow M_y = 4.545kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

M_{tx}=0, 85Mx=15.45 *kNm*

M_{ty}=0,85M_y=3. 863 *kNm*

-Moments sur appuis:

M_{ax}=0,3 M_x=5.454 kNm

M_{ay}=0,3 M_y=1.363kNm

M_a=Max (M_{ax} ; M_{ay})=5.454KNm

III.6.4.d. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3-51 : Les données

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{final} cm^2
Sens x	En travée	15.45	0.02	0.991	1.950	2.50	3.39	3HA12
	En appuis	5.454	0.007	0.997	0.680	2.50	2.35	3HA10
Sens y	En travée	15.45	0.009	0.993	1.940	2.50	3.39	3HA12
	En appuis	5.454	0.005	0.998	0.680	2.50	2.35	3HA10

Tableau 3-52: Calcul des sections d'acier de la dalle

III.6.4.e. Condition de non fragilité : [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 3HA10 = 2.35\ cm^2 \\ A_y = 3HA10 = 2.35\ cm^2 \end{cases}$

III.6.4.f. Condition d'espacement : [1]

$$\overline{S}_t = Min[2h = 50\ cm, 22\ cm] = 22\ cm$$

On prend : S = 25 cm

III.6.4.g. Vérification de l'effort tranchant : [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 11.67KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{11.67 \times 10^3}{1000 \times 224} = 0.05\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 17.14KN$$

$$\tau_u = \frac{17.14 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.08\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5. Vérification à l'E.L.S : [1]

Mx=Ux*qser*Lx²=13.27KNm

My=Uy *Mx = 3.318KNm

Moment en travées

Mt=11.28KNm

Moment en appuis

Ma=3.98KNm

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

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

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

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{se} (Kn.)m	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/m^3)	σbadm(MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	Travée	11.28	2.35	3.69	14818.6	0.036	15	3.54	OUI
	Appuis	3.98	2.35	3.69	14818.6	0.018	15	3.54	OUI
Sens y	Travée	11.28	1.5	3.00	18900	0.040	15	1.35	OUI
	Appuis	3.98	1.5	3.00	18900	0.020	15	1.35	OUI

Tableau 3-53 : Vérification à l'ELS

III.6.6. Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}09 > 0{,}03 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}09 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée. \\ 0.0014 < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3. 3- La dalle de la forme trapézoïdale :

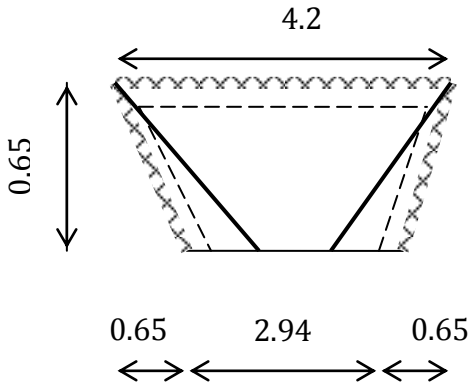


Figure.3-30: La dalle pleine de la forme trapézoïdale.

Calcul des actions :

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
10.05	1.5	15.82	11.55

Tableau 3-54 : Détermination des chargements de la dalle

On appli que la méthode des lignes de rupture, en trouvant :

❖ **T**

$$T_{ext} = \sum T_{ext} = 2T^1_{ext} + 2T^2_{ext} + T^3_{ext}$$

$$T^1_{ext} = P.s\frac{f}{3} = \frac{0.65}{2}\left[P.(0.65+x).\frac{f}{3}\right]$$

$$T^2_{ext} = P.s\frac{f}{3} = \frac{0.65}{2}\left[x.P.\frac{f}{3}\right]$$

$$T_{ext} = 0.65\left[P(0.65+x)\frac{f}{3}\right] + 0.65\left(x.P.\frac{f}{3}\right) + (0.955-0.65x)P.f \quad T_{ext} = (1.095-0.218x)P.f$$

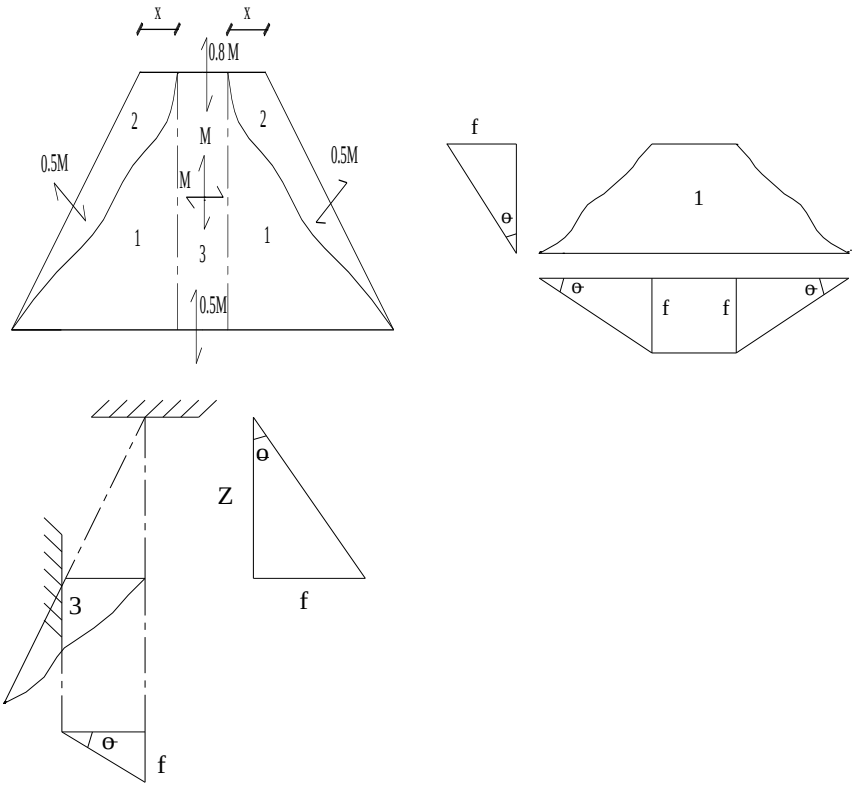


Figure.3-29: Efforts et déplacements des zones

❖ **Travail interne:**

$$T_{int} = \sum T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int}$$

$$T^1_{int} = 2.95M.f\left[\frac{4.24}{0.65+x}+1\right]$$

$$T^2_{int} = M.f\left[1+\frac{1.57}{x}\right]$$

$$T^3_{int} = M.f\left[1+\frac{1.57}{x}\right]$$

$$T_{int} = \frac{11.77x+24.46}{x.(1.25+x)}$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$T_{ext} = (3-0.6x)P.f$$

$$T_{int} = [\frac{4.95x2 + 18.618x + 2.041}{x.(0.6+x)}].Mf \Rightarrow P = M\frac{4.95x^2 + 18.618x + 2.041}{-0.218X^3 + 1.095X^2 - 0.1308X + 0.657}$$

Pour déterminer " X " on dérive " p " par rapport à " X ".

$$\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow 1.079X^4 + 8.118X^3 - 19.697X^2 - 4.47X + 19 = 0 \quad \frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow x = -0.1684 \ m \quad ;$$

Donc:

M_t = 0.746 P_u=0.746*15.82 = 11.80 KN.m

- A l'E.L.U:

$$\begin{cases} Mt = 11.80\,KN.m \\ Ma = 0.8Mt = 9.44\,KN.m \end{cases}$$

- A l'E.L.S:

$$\begin{cases} Mt = 8.61\,KN.m \\ Ma = 0.8M0t = 6.89\,KN.m \end{cases}$$

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{0.65}{4.24} = 0.15 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant une seule direction.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-55 : les données de la dalle trapézoïdale.

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\,cm^2$$

Suivant Y $A_{rep} \geq A_p/4 = 0.50 \Rightarrow A_{rep}$ 3HA6 = 0.85 cm^2.

		M_u KN.m	μ	β	A cm²	A_{min} cm²	A_{final} cm²	A_{choisi}
Suivant X	travée	11.80	0.053	0.984	1.69	1.5	2.35	3HA10
	appuis	9.44	0.042	0.987	1.35	1.5	1.5	3HA8

Tableau 3-56 : Calcul des armatures de la dalle ***trapézoïdale.***

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible :

	En travée	En appuis
M_{ser} (KN.m)	8.61	6.89
σ_b adm(Mpa)	15	
y_1 (cm)	2.63	2.15
σ_b (Mpa)	3.4	3.3
$\sigma_b \leq \sigma b$ adm	Oui	Oui

Tableau 3-57 : Vérification à l'E.L.S :

- **Condition d'espacement :**

S_t=25 cm ≤ $S_{t\ Adm}$ = min (3h=45cm; 33cm) =33cm.

Vérification au cisaillement :

V	$\frac{P * Lx}{2} = \frac{15.82*0.65}{2}$ = 5.14KN
τu	$\frac{3.16 * 10^3}{5.14 \quad \frac{}{12}}$ = 0.041M a
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.02\ MPa$
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui

Tableau 3-58 : Vérification au cisaillement de la dalle trapézoïdale.

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

Vérification préliminaire de la flèche :

1ere condition			**2 ème condition**		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.035	0.034	Oui	0.00188	0.0050	Oui
3 ème condition					
h/L	1/16	$h/L \leq 1/16$			
0.035	0.0625	Oui			

Tableau 3-59 : Vérification de la flèche de la dalle trapézoïdale.

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié.

Dessin du ferraillage de la dalle trapézoïdale:

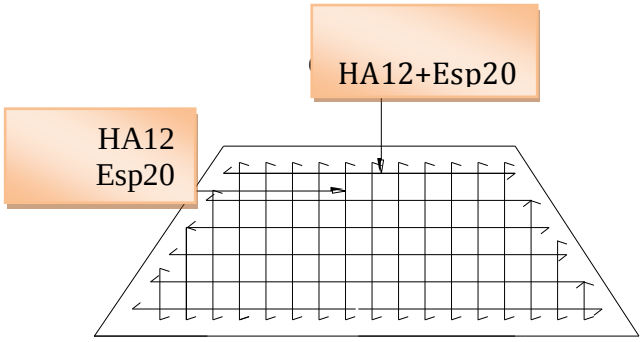


Figure 3-32 ferraillages de la dalle trapézoïdale.

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

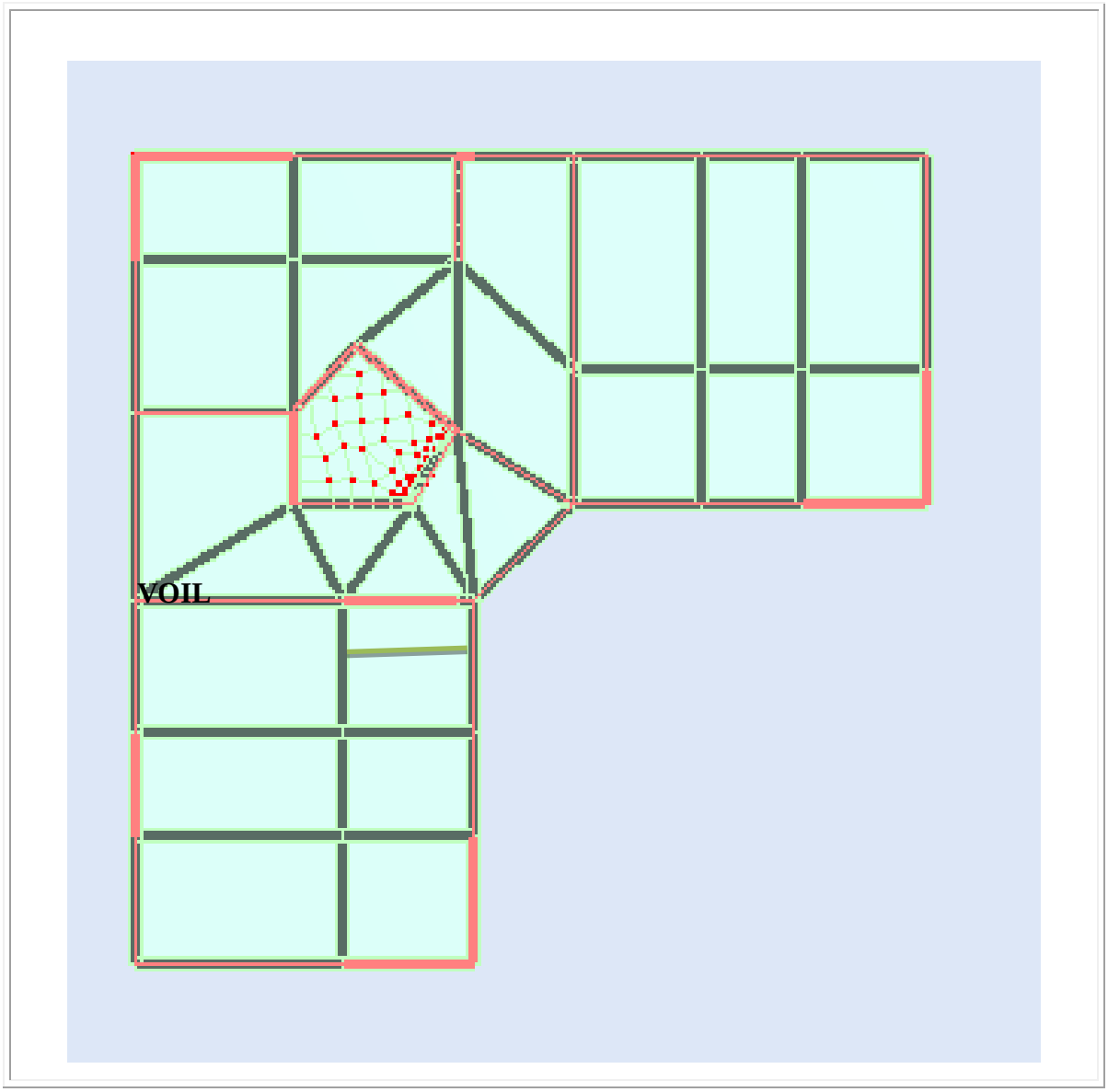
IV.2.1 Centre de masse :

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 :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \text{ Avec :}$$

- 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.

Vue 2 D



VOILE

Vue 3D

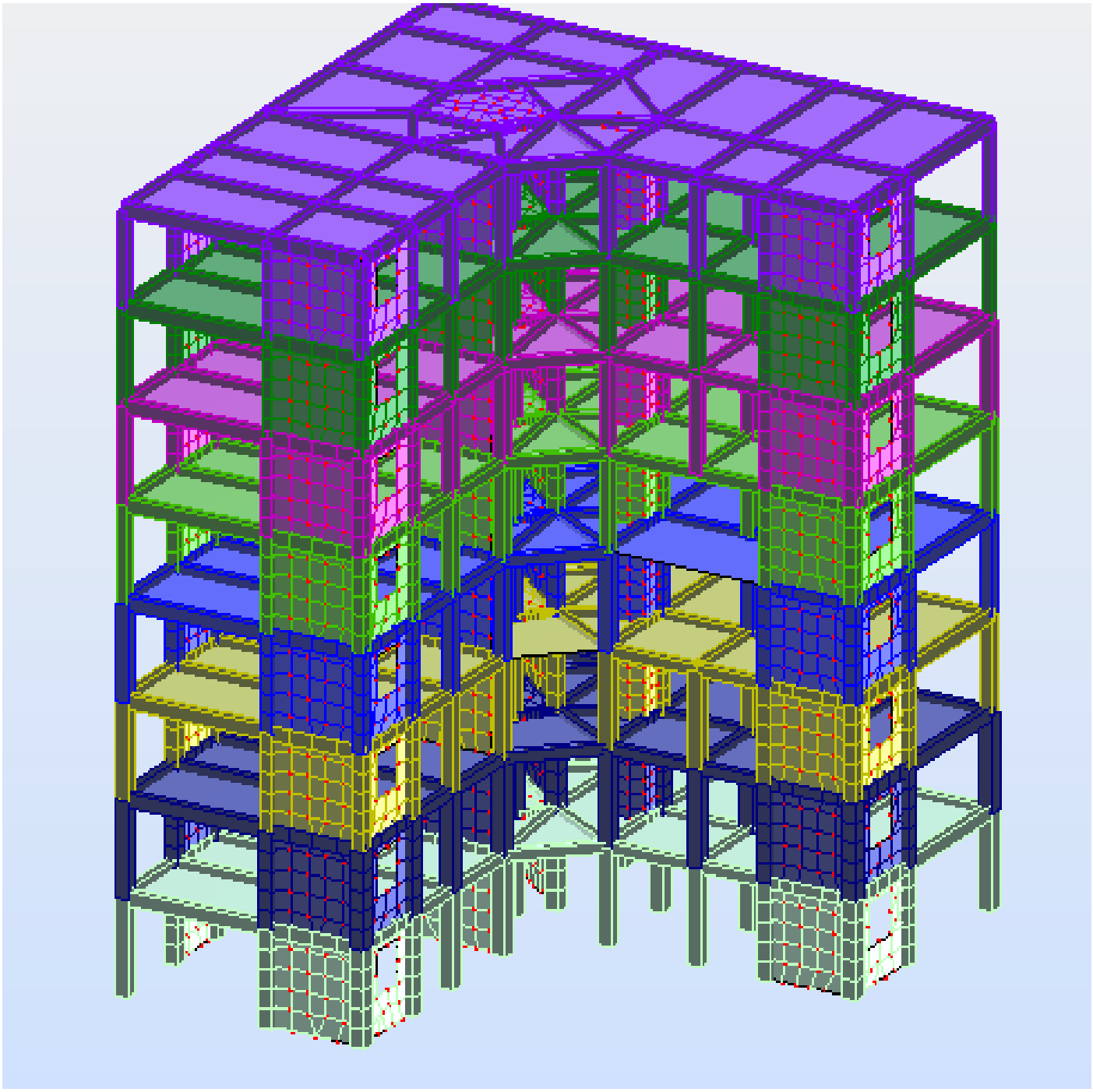


Figure4-1 : disposition des voiles

Etage	$\sum W_i$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
7ème	1724.1593	13172.577	21034.793	7,64	12,20
6ème	1770.7732	13688.076	21709.767	7.73	12,18
5ème	1876.9749	14565.325	22992.931	7.76	12,21
4ème	1876.9749	14565.325	22992.931	7.76	12,21
3ème	1997.3367	15579.226	24447.392	7.80	12,23
2ème	1997.3367	15579.226	24447.392	7.80	12,23
1er	2131.8588	16713.772	26072.623	7.84	12,23
RDC	2130.4528	16766.663	26055.437	7,87	12,23

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

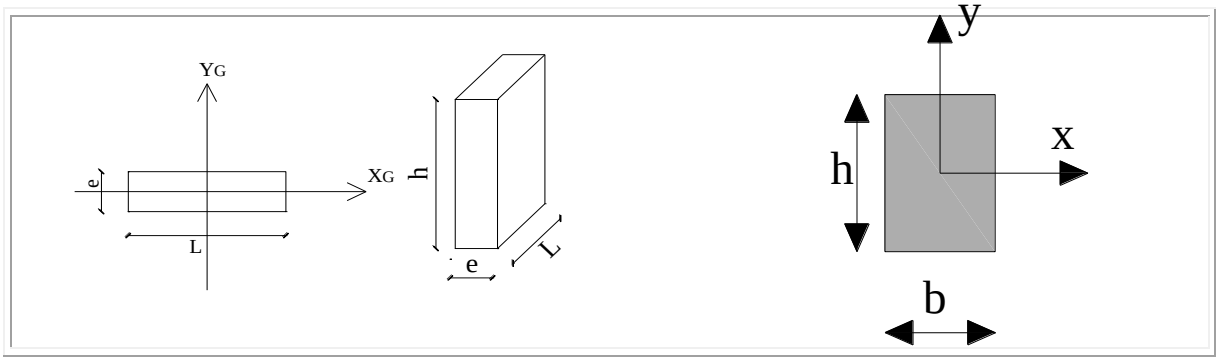


Figure4-2 : dimension des voiles et

Etage	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	X_T	Y_T
7ème	574.894	556.928	4392.190	6794.521	7.33	11.19
6ème	578.313	562.735	4470.359	6899.131	7.43	11 .20
5ème	621.256	605.691	4700.162	7419.714	7.44	11.22
4ème	621.256	605.691	4700.162	7419.714	7.44	11.22
3ème	669.972	654.510	5225.781	8011.202	7.46	11.24
2ème	669.972	654.510	5225.781	8011.202	7.46	11.24
1er	724.333	708.931	5678.770	8670.226	7.48	11.27
RDC	724.022	720.473	5698.053	8811.384	7.49	11.27

Tableau 4-2 : Calcule de centre de torsion

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 :

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

	Direction X			Direction Y		
Etage	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
7ème	7,64	7.33	0.31	12,20	11.19	0.99
6ème	7.73	7.43	0.30	12,18	11 .20	0.98
5ème	7.76	7.44	0.32	12,21	11.22	0.99
4ème	7.76	7.44	0.32	12,21	11.22	0.99
3ème	7.80	7.46	0.34	12,23	11.24	1.01
2ème	7.80	7.46	0.34	12,23	11.24	1.01
1er	7.84	7.48	0.36	12,23	11.27	0.97
RDC	7,87	7.49	0.38	12,23	11.27	0.96

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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 :

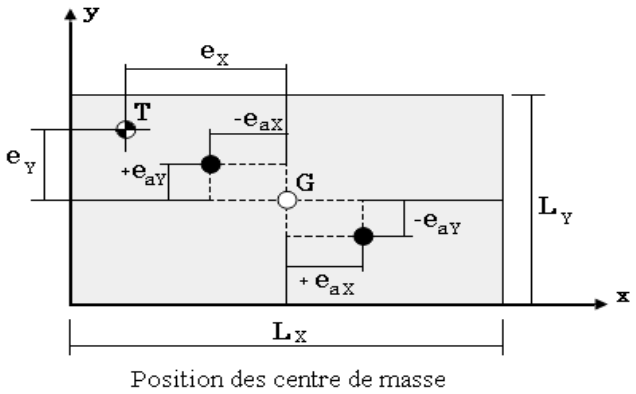
Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
24.48	20.50	20.34	1.025	1.017
21.42	20.50	20.34	1.025	1.017
18.36	20.50	20.34	1.025	1.017
15.3	20.50	20.34	1.025	1.017
12.24	20.50	20.34	1.025	1.017
9.18	20.50	20.34	1.025	1.017
6.12	20.50	20.34	1.025	1.017
3.06	20.50	20.34	1.025	1.017

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité

IV.2. 3.C. Effets de la torsion 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.



Position des centre de masse

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
24.48	0.31	1.025	1.335	0.99	1.017	2.007
21.42	0.30	1.025	1.325	0.98	1.017	1.997
18.36	0.32	1.025	1.345	0.99	1.017	2.007
15.3	0.32	1.025	1.345	0.99	1.017	2.007
12.24	0.34	1.025	1.365	1.01	1.017	2.027
9.18	0.34	1.025	1.365	1.01	1.017	2.027
6.12	0.36	1.025	1.385	0.97	1.017	1.987
3.06	0.38	1.025	1.405	0.96	1.017	1.977

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale

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 hauteur est 24.48m dépassant les 30 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale:

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.3.2.1. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT 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.

4.3.2.2. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

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

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 : [RPA : Tab.4.3]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

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

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

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

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

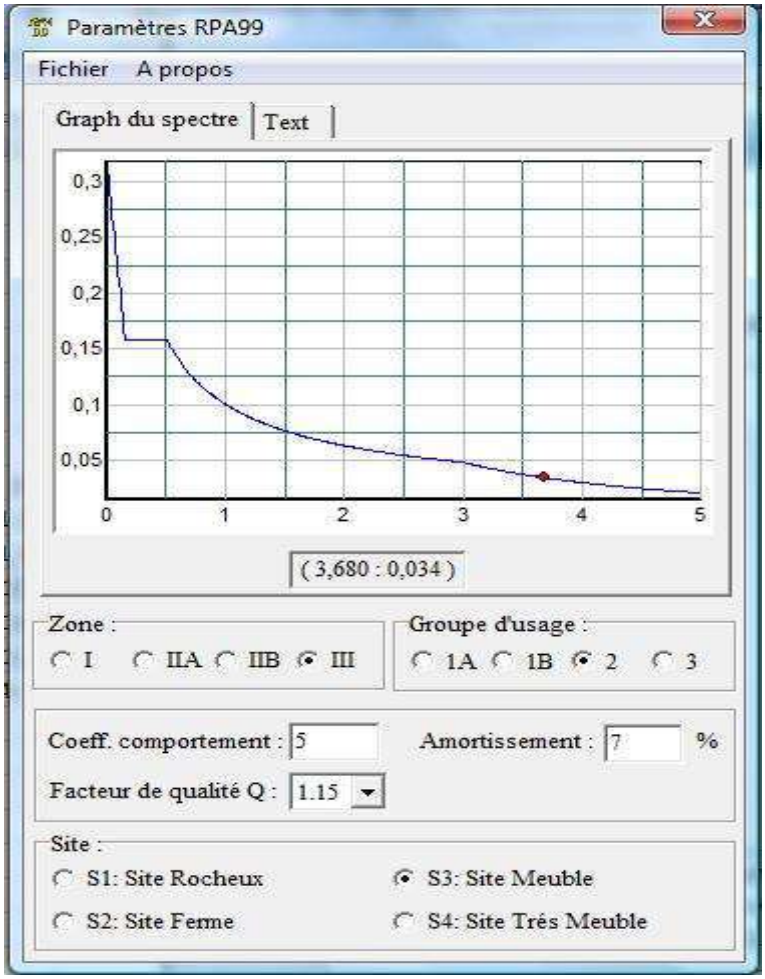


Figure 4-3: Spectre de réponse

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 :**

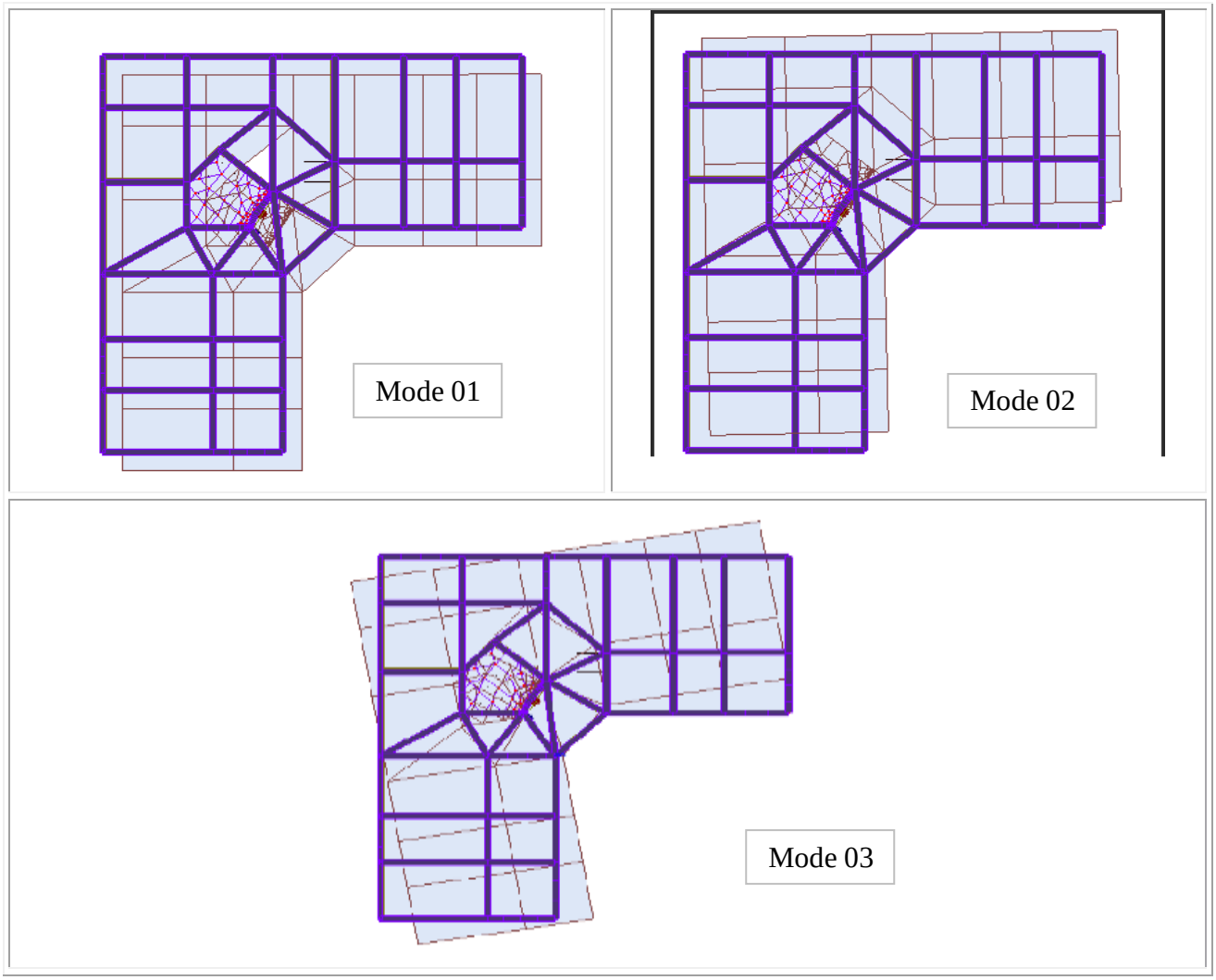


Figure 4-4 : Le comportement des trois premiers modes pour le

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant la première diagonale	translation pure suivant la deuxième diagonale	rotation pure autour de l'axe z

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

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.

Les coefficients " α_i " et les périodes sont portés dans le tableau suivant:

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,62	35,59	33,29	0,01
2	0,55	68,04	68,48	0,01
3	0,47	68,61	69,00	0,01
4	0,15	76,58	78,80	0.02
5	0,13	87,45	86,55	0,02
6	0,12	87,58	86,78	0, 04
7	0,07	89,81	90,43	0,04
8	0,06	93,30	92,32	0,04
9	0,06	93,30	92,38	0,05

Tableau 4-8: Coefficient de participation

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT 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 :

$T2 = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_X = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{20.48}} = 0.48s \qquad T_Y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{20.90}} = 0.48s$$

- $T_X = 0.481s$
- $T_Y = 0.487s$

$T = \min = (T_1 + T_2) = 0.48S$

Vérification de la période : "RPA 99 VERSION 2003" (Art 4.2.4.4)◄◄

Les valeurs de T calculées à partir de Robot2010 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

1,3.TEmp = 1,3. 0,48 = 0,64 s

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.487	0.62	0.64	OUI
Y	0.481	0.62	0.64	OUI

Tableau 4-9 : vérification des périodes

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 inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par

la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

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

Calcul de la force sismique totale ►► [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 (Groupe d'usage 2 et zone III)

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

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

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]

$D_X = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.20 \qquad 0 \le T = 0.48s \le 0.5s$

$D_Y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.20 \qquad 0 \le T = 0.48s \le 0.5s$

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

R = 5

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x = Q_y = 1.10$

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

W : poids total de la structure

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

β = 0,20 (Bâtiments d'habitation (4.5: RPA 99 VERSION 2003)

Les poids permanents et d'exploitations de tout les niveaux sont résumés dans les tableaux suivants:

Niveau	W_i (KN)
7	1724.1593
6	1770.7732
5	1876.9749
4	1876.9749
3	1997.3367
2	1997.3367
1	2131.8588
RDC	2130.4528

Tableau 4-10 : Poids total de chaque

$$W = \sum_{i=1}^{6} Wi = 15505.8703\ kN.$$

La force sismique V**:**

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0,25.2,20.1,10}{5}.15505.8703 = 1876.573\ kN$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W = \frac{0,25.2,20.1,10}{5}.15505.8703 = 1876.573\ kN$$

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.20	2.20	5	1.1	1.1	15505.87	1876.57	1876.57

Tableau 4-11 : Calcul de la force sismique

Vérification des f 6]

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue à partir de ROBOT2010 ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1876.573	2668.95	1500.968	OUI
Y	1876.573	2903.95	1500.968	OUI

Tableau 4-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de

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

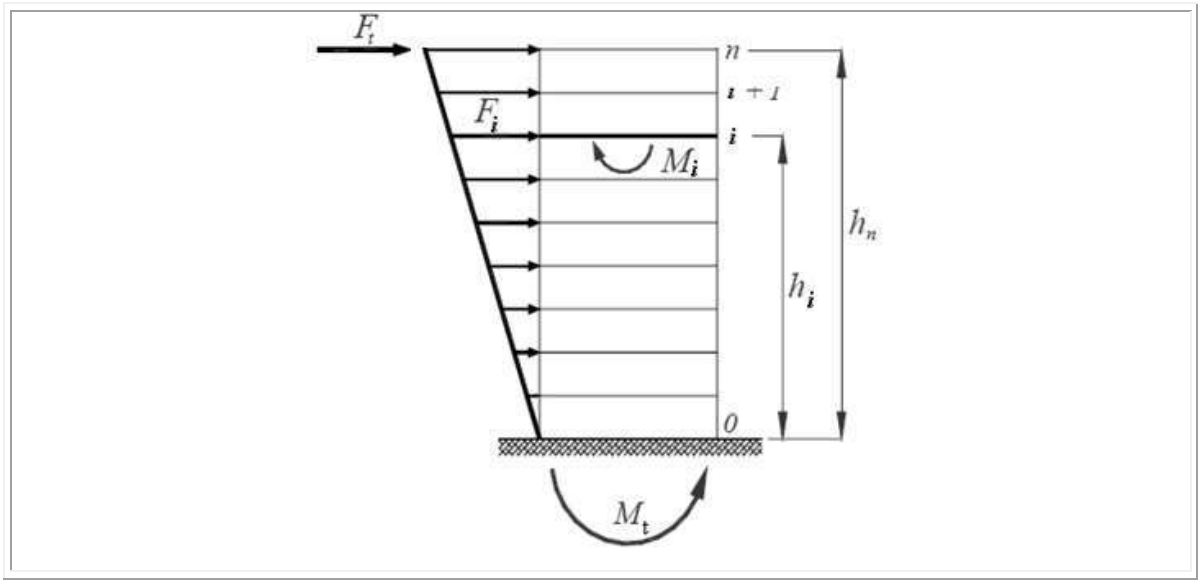


Figure 4-5 : Les forces agissent sur la stabilité au

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

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

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

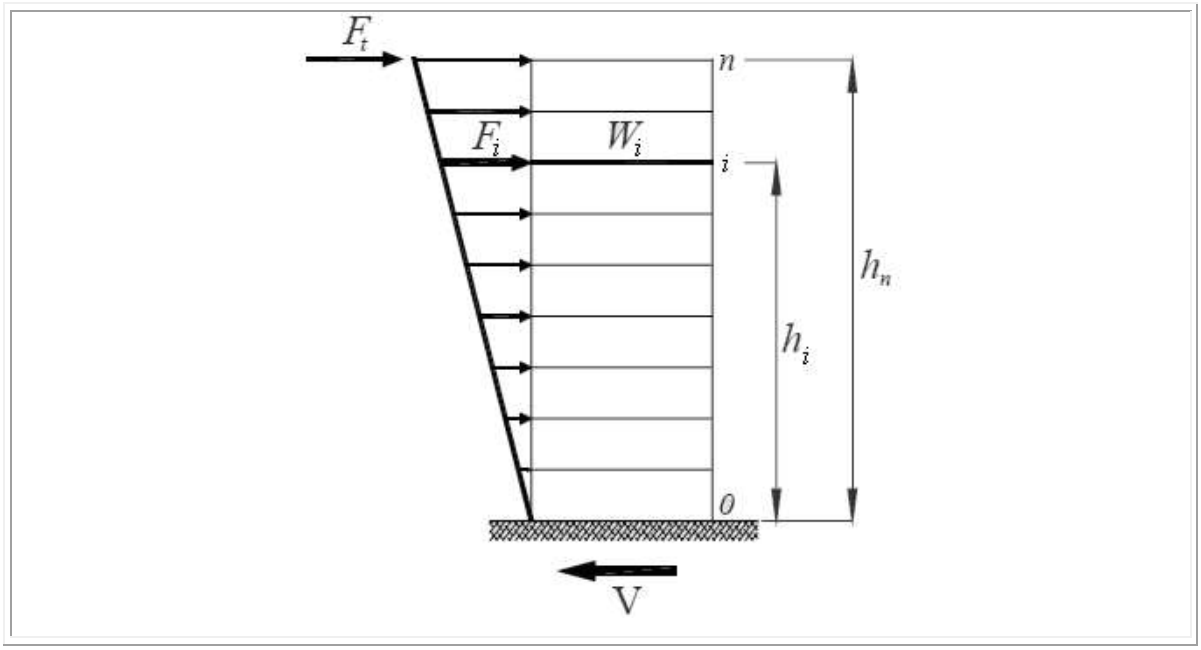
On a :

- TX = 0,487 s → Ft = 0
- TY = 0,481 s → Ft = 0

Donc:

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

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



V_X =2668.95 kN

Figure 4-6 : Distribution des forces

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_x	F_{ix} (kN)
24.48	1724.1593	42207.419	0.205223	539.7417
21.42	1770.7732	37929.961	0.184425	492.2210
18.36	1876.9749	34461.259	0.167559	447.500
15.3	1876.9749	28717.715	0.139633	372.673
12.24	1997.3367	24447.401	0.118869	317.255
9.18	1997.3367	18335.550	0.089152	237.310
6.12	2131.8588	13046.975	0.063437	169.310
3.06	2130.4528	6519.185	0.031698	84.600
	SOMME	205665.465	1	2668.95

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

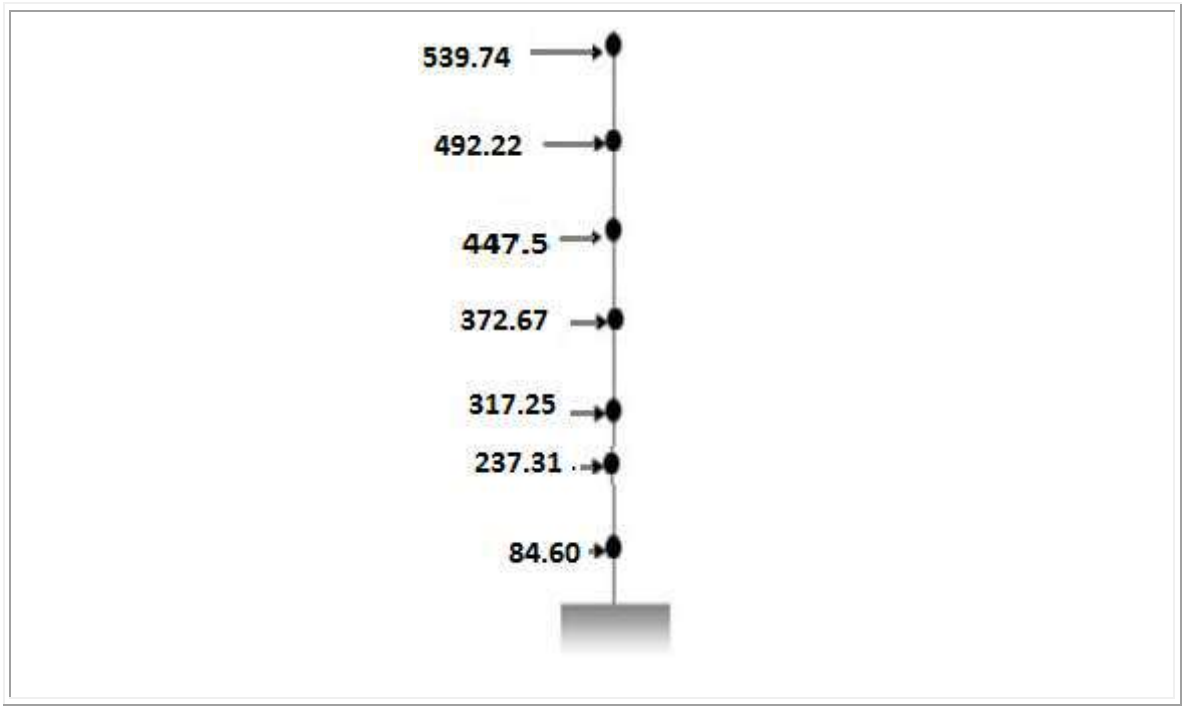


Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant

V_Y = 2903.95kN

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
24.48	1724.1593	42207.419	0.205223	595.957
21.42	1770.7732	37929.961	0.184425	535.415
18.36	1876.9749	34461.259	0.167559	486.582
15.3	1876.9749	28717.715	0.139633	405.487
12.24	1997.3367	24447.401	0.118869	345.189
9.18	1997.3367	18335.550	0.089152	258.892
6.12	2131.8588	13046.975	0.063437	184.217
3.06	2130.4528	6519.185	0.031698	92.049
	SOMME	205665.465	1	2903.95

Tableau 4-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

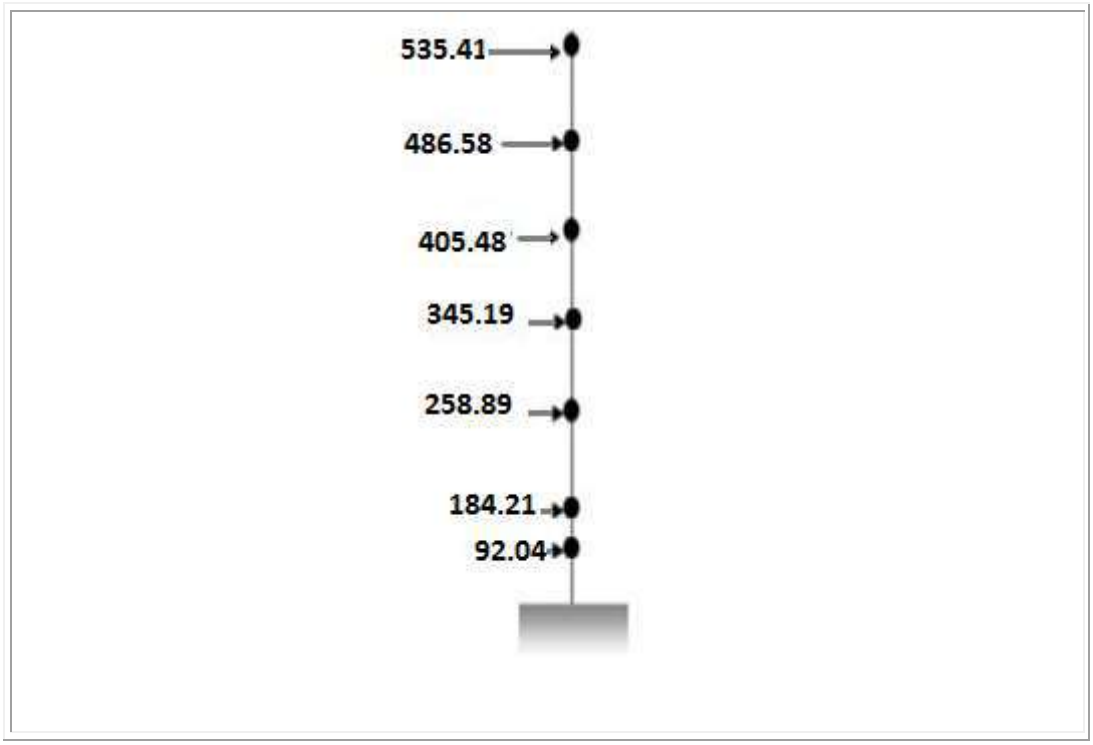


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant y

IV.4.5.2. Moment de renversement :

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
24.48	539.7417	595.957	13212.876	14589.027
21.42	492.2210	535.415	10543.373	11468.589
18.36	447.500	486.582	8216.1	8933.645
15.3	372.673	405.487	5701.8969	6203.951
12.24	317.255	345.189	3883.201	4225.113
9.18	237.310	258.892	2178.505	2376.628
6.12	169.310	184.217	1036.177	1127.408
3.06	84.600	92.049	258.876	281.669
		∑Mo	45031.005	49206.03

Tableau 4-15 : calcul du moment de renversement

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
24.48	1724.1593	7,64	12,20	13172.577	21034.743
21.42	1770.7732	7.73	12,18	13688.076	21568.0175
18.36	1876.9749	7.76	12,21	14565.325	22917.861
15.3	1876.9749	7.76	12,21	14565.325	22917.861
12.24	1997.3367	7.80	12,23	15579.226	24427.427
9.18	1997.3367	7.80	12,23	15579.226	24427.427
6.12	2131.8588	7.84	12,23	16713.772	26072.633
3.06	2130.4528	7,87	12,23	16766.663	26055.437
∑Mt				106064.865	189421.406

Tableau 4-16 : calcul du moment stabilisant

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

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
106064.86	189421.40	45031.005	49206.03	2.355	3.849	OUI

Tableau 4-17 : Vérification de stabilisation

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la stabilité est vérifiée

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ [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:

Δ k limite he : la haute= 0.01 he

Avec :

ur de l'étage k.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+24.48	1.5	7.5			
+21.42	1.2	6.00	1.5	3.06	Oui
+18.36	1,0	5.00	1.00	3.06	Oui
+15.3	0.7	3.50	1.50	3.06	Oui
+12.24	0.5	2.50	1.00	3.06	Oui
+9.18	0.2	1.00	1.5	3.06	Oui
+6.12	0.1	0.50	0.50	3.06	Oui
+3.06	0.09	0.01	0.50	3.06	Oui
+0.00	00	00	00	3.06	Oui
			00	3.06	Oui

Tableau 4-18: Vérification des déplacements inter-étage

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+24.48	2.1	10.5			
+21.42	1,8	9.00	1.5	3.06	Oui
+18.36	1.5	7.5	1.5	3.06	Oui
+15.3	1.1	5.5	2.00	3.06	Oui
+12.24	0.8	4	0.5	3.06	Oui
+9.18	0.5	2.5	1.5	3.06	Oui
+6.12	0.3	1.5	1.00	3.06	Oui
+3.06	0.1	0.5	0.50	3.06	Oui
+0.00	00	00	1.00	3.06	Oui
			0.5	3.06	Oui

Tableau 4-19 : Vérification des déplacements inter-étage

IV.4.7. 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.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	θ≤ 0.10
24.48	1724.061	539.7417	539.7417	1.5	0 0115680	Oui
21.42	3494.83	492.2210	1031.9627	1	0.0067758	Oui
18.36	5371.809	447.500	1479.4627	1.5	0.0177986	Oui
15.3	7248.783	372.673	1852.1357	1	0.0127900	Oui
12.24	9246.12	317.255	2169.390	1.5	0.0208925	Oui
9.18	11243.45	237.310	2406.700	0.5	0.00763354	Oui
6.12	1337.31	169.310	2576.0107	0.5	0.00848408	Oui
3.06	15505.76	84.600	2660.6107	0	_	_

sens XΔTableau 4-20 : Vérification l'effet P-

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
24.48	1724.061	595.957	595.975	1.5	0.0141880	Oui
21.42	3494.83	535.415	1131.39	2	0.0201893	Oui
18.36	5371.809	486.582	1617.972	0.5	0.005429	Oui
15.3	7248.783	405.487	2023.459	1.5	0.0175606	Oui
12.24	9246.12	345.189	2368.648	1	0.0127566	Oui
9.18	11243.45	258.892	2627.54	0.5	0.0069919	Oui
6.12	13375.31	184.217	2811.757	1	0.0155454	Oui
3.06	15505.76	92.049	2903.806	0.5	0.00872517	Oui

sens YΔTableau 4-21 : Vérification l'effet P-

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 sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
7eme étage	283.04	1225OO	25	0.09	C.V
6eme étage	300.69	1225OO	25	0.10	C.V
5eme étage	463.45	160000	25	0.11	C.V
4eme étage	494.55	160000	25	0.12	C.V
3eme étage	537.07	202500	25	0.10	C.V
2eme étage	744.81	202500	25	0.14	C.V
1er étage	847.97	250000	25	0.14	C.V
RDC	1130.23	250000	25	0.18	C.V

Tableau 4.22.vérifications des sollicitations normales

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 CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
  - ✓ 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 :

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	$\overline{\sigma_b}$ =18,50MPa	σ s=400 MPa

Tableau 5.1. Les données de calcul

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ✓ 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 :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RP

V.2.2.b. Armatures transversales[1]►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en { Zone courante

St ≤min (h/4 ; 12ϕ_l) Zone nodale

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

A- Ferraillage des poutres principales

	Niveau	position	N° éléme	Mu (KN.	combinaison	A' (cm^2	Acalcu(c	$A_{choisies}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	933	88.92	1.35G+1.5Q	0	6.30	5HA14=7,70
		Appui	932	-132.8	G+Q+Ex	0	9.64	3HA14+3HA16=10.65
	Etages	Travée	818	83.69	1.35G+1.5Q	0	5.982	3HA14+3HA12 =8.01
		Appui	819	-120.3	G+Q+Ex	0	8.65	**6HA14**=9.23
Intermédiaire	Terrasse	Travée	932	70.44	G+Q+Ex	0	4.99	3HA14+3HA12 =8.01
		Appui	929	-108.2	G+Q+Ex	0	7.90	**6HA14 =9.24**
	Etages	Travée	816	102	G+Q+Ex	0	7.42	**5HA14** =7.70
		Appui	817	92.75	G+Q-Ex	0	6.58	**5HA14** =7.70

Tableau 5.2. Ferraillage longitudinal des poutres

	Niveau	position	N	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Rive	Terrasse	Appui	925	-57	G+Q+Ey	0	5.04	**5HA12**= 5.65
	Etages	Appui	808	-65.53	G+Q+Ey	0	6.27	**6HA12= 6.78**
Intermédiaire	Terrasse	Appui	923	-54	G+Q-Ey	0	5.09	**5HA12** =5.65
	Etages	Appui	811	-62.5	G+Q-Ey	0	5.96	**6HA12= 6.78**

B- Ferraillage des poutres secondaires

Tableau 5.3. Ferraillage longitudinal des poutres

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

1- Vérification des contraintes:

Après avoir calculer les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.

La contrainte admissible de béton est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa $\rightarrow$ $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$.

✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ seulement.

avec: $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y$.

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ ……C.1
- $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$ ……..C.2

avec: $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 202\,\text{MPa}$

	Niveau	position	Acalcul(cm	N	M_{ser} (KN.	combinaison	A_{adopt}	σ_b (MP	σ_s (MP	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	Travé	6.30	933	24.20	G+Q	7.70	7.46	77.5	C. _ _	C.V
		Appui	9.64	932	-47.96	G+Q	10.6 _	8.89	117.	C. _ _	C.V
	Etages	Travé	5.982	818	20.64	G+Q	8.01	1.42	84.2	C. _ _	C.V
		Appui	8.65	819	-43.25	G+Q	9.23	7.60	117.	C.	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travé	4.99	930	42.12	G+Q	8.01	2.92	_	C. _ _	C.V
		Appui	7.90	931	-67.21	G+Q	9.24	5.68	172.	C. _ _	C.V
	Etages	Travé	7.42	816	39.84	G+Q	6.15	2.76	_	C.	C.V
		Appui	6.58	817	-68.41	G+Q	7.70	7.87	131.	C. _ _	C.V

Tableau 5.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	N	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	Appui	5.04	925	36.24	G+Q	5.65	4.02	_	C.V	C.V
	Etages	Appui	6.27	811	48.41	G+Q	6.78	5.03	168	C.V	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Appui	5.09	922	52.65	G+Q	5.65	5.84	_	C.V	C.V
	Etages	Appui	5.96	808	45.60	G+Q	6.78	4.74	76.5	C.V	C.V

Tableau5.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.35cm^2	A_{min}RPA=6.75 cm^2	A_{max} $_C$RPA=54cm^2	$A_{max\ R}$ RPA=81 cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	7.70	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	10.6	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+3 HA16**
	Etages	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
Rive	Terrasse	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	Etages	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	7.70	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**

Tableau 5.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA=1.05cm^2	A_{min}RPA =5.25cm^2	A_{max} RP=63cm^2	correction
Inter	Terrasse	Appui	5.65	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
	Etages	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
Rive	Terrasse	Appui	5.65	C.V	C.V	C.V	**5HA12**
	Etages	Appui	**6.78**	C.V	C.V	C.V	**6HA12**

Tableau 5.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et

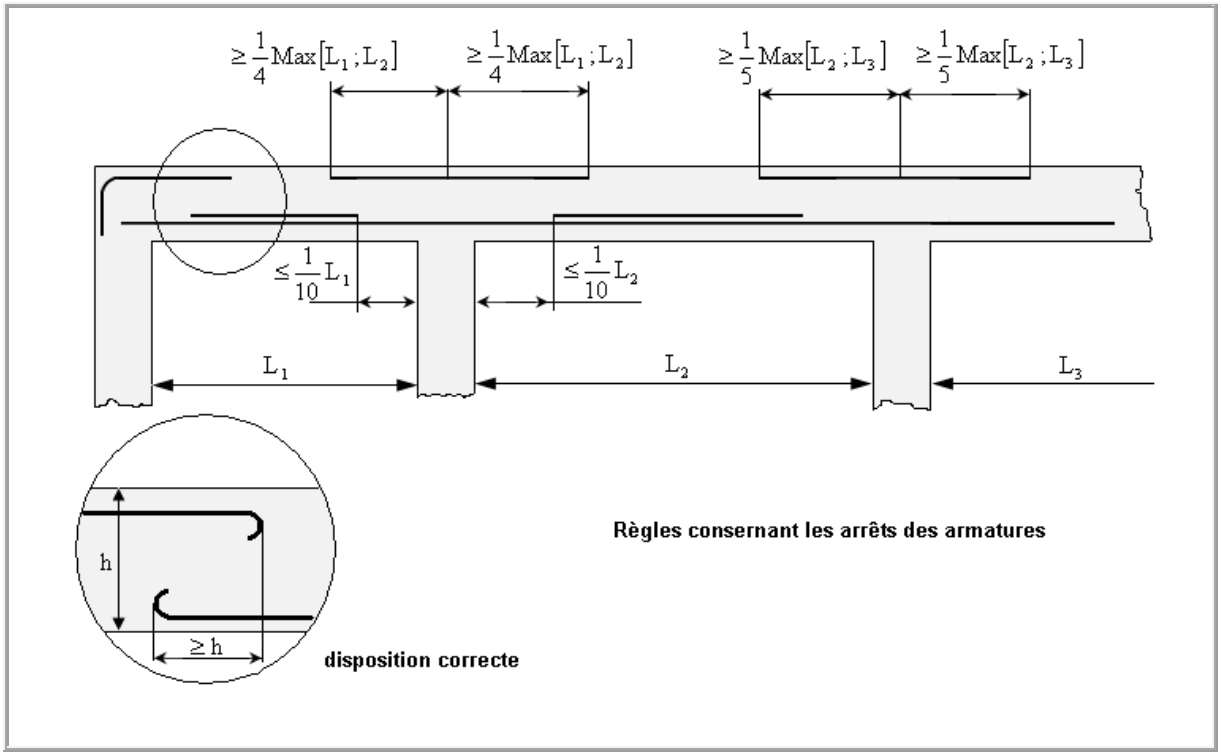


Figure1.1.Disposition des armatures pour les

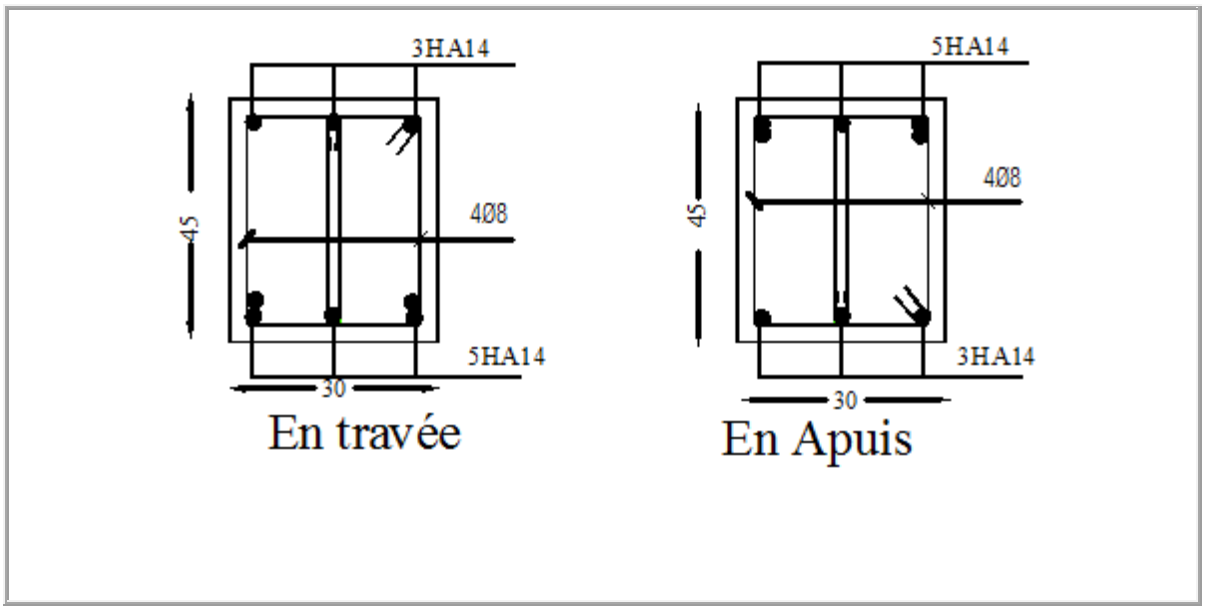


Figure5.2.Ferraillages des poutres principales intermédiaires des

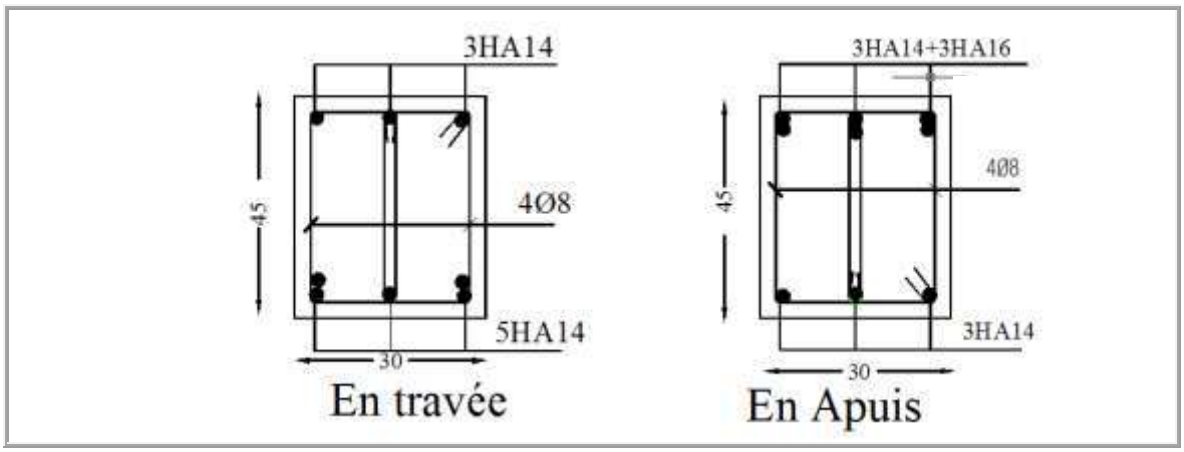


Figure5.3.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de

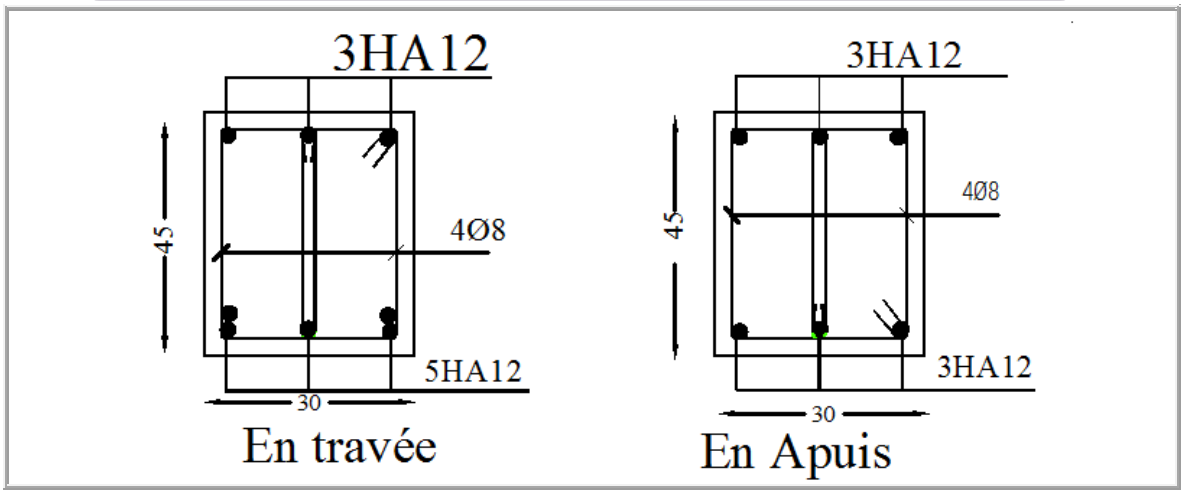
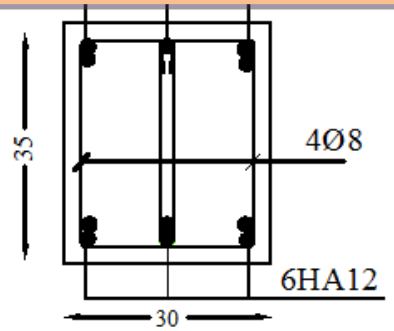
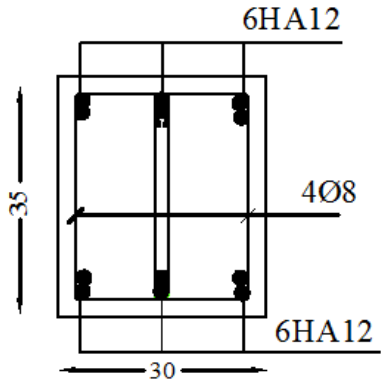


Figure5.4Ferraillages des poutres principales de rivesde la

Figure5.5.Ferraillages des poutres secondaires rives des

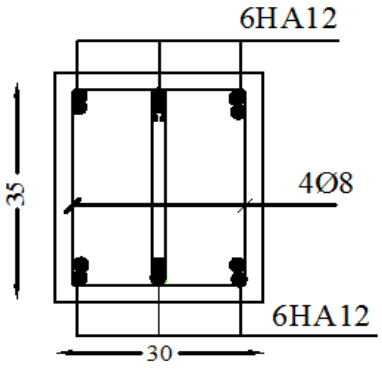


En Apuis



En Apuis

Figure5.6.Ferraillages des poutres secondairesintermédiaires des étages et terrasse



En Apuis

Figure5.7.Ferraillages des poutres secondaires de rives des étageset

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

A- Ferraillage des poutres principales

	Niveau	position	N° éléme	Mu (KN.	combinaison	A' (cm^2	Acalcu(c	$A_{choisies}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	933	88.92	1.35G+1.5Q	0	6.30	5HA14=7,70
		Appui	932	-132.8	G+Q+Ex	0	9.64	3HA14+3HA16=10.65
	Etages	Travée	818	83.69	1.35G+1.5Q	0	5.982	3HA14+3HA12 =8.01
		Appui	819	-120.3	G+Q+Ex	0	8.65	**6HA14**=9.23
Intermédiaire	Terrasse	Travée	932	70.44	G+Q+Ex	0	4.99	3HA14+3HA12 =8.01
		Appui	929	-108.2	G+Q+Ex	0	7.90	**6HA14 =9.24**
	Etages	Travée	816	102	G+Q+Ex	0	7.42	**5HA14** =7.70
		Appui	817	92.75	G+Q-Ex	0	6.58	**5HA14** =7.70

Tableau 5.2. Ferraillage longitudinal des poutres

	Niveau	position	N	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Rive	Terrasse	Appui	925	-57	G+Q+Ey	0	5.04	**5HA12**= 5.65
	Etages	Appui	808	-65.53	G+Q+Ey	0	6.27	**6HA12= 6.78**
Intermédiaire	Terrasse	Appui	923	-54	G+Q-Ey	0	5.09	**5HA12** =5.65
	Etages	Appui	811	-62.5	G+Q-Ey	0	5.96	**6HA12= 6.78**

Tableau 5.3. Ferraillage longitudinal des poutres

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse 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 :** $\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \quad \text{Zone nodale} \\ S \leq \frac{h}{2} \end{cases}$

Zone courante L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u(MPa)	S_t (cm)	$A_t c$ m^2	S(ZN (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	1.92	29.25	2.01	8.75	15	1.35	10	15	**2,01=4HA8**
30x45	0.80	38.25	2.01	11.25	22.5	1.8	10	15	**2,01=4HA8**

Tableau 5.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur

V.2.7.Vérification 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 = 0.85

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.083	0.062	C.V	0.083	0.085	C.V	0. 0015	0.0105	C.V
PS	0.082	0.062	C.V	0.082	0.085	C.V	0.0021	0.0105	C.V

Tableau 5.12.Vérification de la flèche des poutres

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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 :**

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

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

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

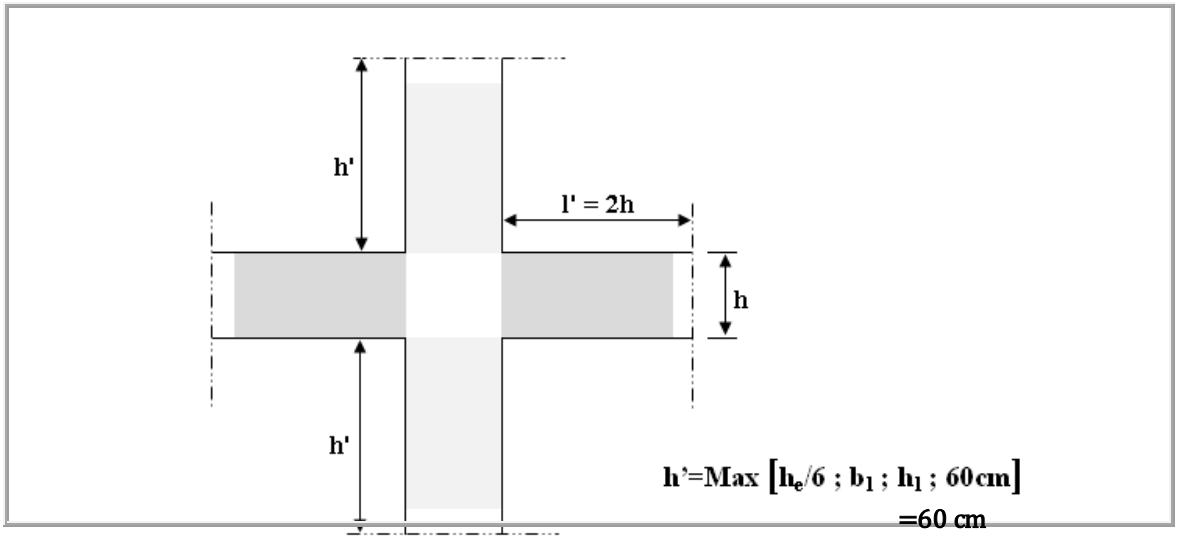


Figure5.8.Définition de la zone nodale dans les poteaux

- 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 : 20cm 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 :

❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

✓ G +Q ± E

✓ 0,8G ± E

✓ G +Q ±1,2 E

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

❖ M_{max} et son N_{corr}.

❖ N_{max} et son M_{corr}.

❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

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

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

➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$e_1 = \frac{M}{N} e_2$: Excentricités du 2eme ordre due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

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

Avec :

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

➢

- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MuG}{Mu}$

- ✓ MG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.

- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- ✓ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

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

on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

	solli	valeur	comb	e_1(cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	Mu (KN. m)
RDC Rive 50*50	Nmax(KN)	1295.0	G+Q-Ex	0.793	1.58	2	56.63
	Mcorr(KN.m)	10.27					
	Mmax(KN.m)	20.53	G+Q-Ex	4.268	1.58	2	37.74
	Ncorr(KN)	480.94					
	Nmin(KN)	360.0	G+Q+Ex	1.424	2.01	2	19.56
	Mcorr(KN.m)	5.13					
RDC inter 50*50	Nmax(KN)	1404.21	1.35G+1.5Q	0.062	3.63	2	79.93
	Mcorr(KN.m)	0.88					
	Mmax(KN.m)	29.81	G+Q-Ex	3.366	1.5	2	36.54
	Ncorr(KN)	885.54					
	Nmin(KN)	701.33	0.8G-Ex	0.399	1.43	2	26.85
	Mcorr(KN.m)	2.80					
1 er étage Rive 50*50	Nmax(KN)	1112	1.35G+1.5Q	2.649	3.41	2	89.64
	Mcorr(KN.m)	29.47					
	Mmax(KN.m)	31.14	G+Q+Ey	7.375	1.33	2	45.19
	Ncorr(KN)	422.2					
	Nmin(KN)	355.0	0.8G+Ex	1.377	1.29	2	16.56
	Mcorr(KN.m)	4.89					
1 er étage inter 50*50	Nmax(KN)	1209	1.35G+1.5Q	0.235	2.28	2	54.62
	Mcorr(KN.m)	32.85					
	Mmax(KN.m)	27.85	G+Q-Ex	3.672	1.17	2	51.88
	Ncorr(KN)	758.3					
	Nmin(KN)	582.0	0.8G+Ey	1.81	1.26	2	29.51
	Mcorr(KN.m)	10.55					
45*45	Nmax(KN)	935.2	1.35G+1.5Q	2.09	2.30	2	59.75
	Mcorr(KN.m)	19.42					
	Mmax(KN.m	25.06					

	M corr(KN.m)	1.30	0.8G-Ey	5.06	1.35	2	12.15

V.3.1.d.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

	M_U(kN.m)	N(kN)	comb	sect	A(cm²)	A'(cm²)
7eme Rive 35*35	11.59	266.50	1.35G+1.5Q	SPC	0.95	0
	15.98	85.58	0.8G+Ey	SPC	1.31	0
7eme inter 35*35	14.36	266.50	1.35G+1.5Q	SPC	1.80	0
	25.34	375.43	G+Q+Ey	SPC	2.08	0
	12.15	25.66	0.8G-Ex	SPC	0.99	0
6eme Rive 35*35	22.13	351.31	1.35G+1.5Q	SPC	1.82	0
	24.68	104.37	G+Q-Ex	SPC	2.03	0
	10.99	38.49	0.8G-Ey	SPC	0.91	0
6eme inter 35*35	22.27	351.31	1.35G+1.5Q	SPC	1.83	0
	20.86	192.82	G+Q-Ex	SPC	1.71	0
	5.65	73.73	0.8G-Ex	SPC	0.47	0
5eme Rive	38.59	455.63	1.35G+1.5Q	SPC	2.77	0
	7.15	115.86	G+Q-Ex	SPC	0.54	0

Tableau 5.13.Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	15.52	93.40	0.8G-Ey	SPC	1.11	0
5 eme inter 40*40	31.33	512.92	1.35G+1.5Q	SPC	2.40	0
	29.24	287.54	G+Q-Ex	SPC	2.24	0
	8.82	144.85	0.8G-Ex	SPC	0.64	0
4eme Rive 40*40	43.26	607.60	1.35G+1.5Q	SPC	3.33	0
	32.09	205.36	G+Q+Ey	SPC	2.45	0
	9.70	148.26	0.8G-Ex	SPC	0.75	0
4eme nter 40*40	35.69	676.03	1.35G+1.5Q	SPC	2.74	0
	32.29	375.29	G+Q-Ex	SPC	2.48	0
	15.01	226.95	0.8G-Ey	SPC	1.15	0
3eme Rive 45*45	55.82	768.79	1.35G+1.5Q	SPC	3.78	0
	51.88	275.88	G+Q-Ex	SPC	3.51	0
	12.62	216.	0.8G-Ex	SPC	0.85	0
3eme inter 45*45	42.36	847.20	1.35G+1.5Q	SPC	2.86	0
	41.55	501.24	G+Q-Ex	SPC	2.66	0
	18.86	341.07	0.8G-Ey	SPC	1 .27	0
2 eme Rive 45*45	59.75	935.20	1.35G+1.5Q	SPC	3.82	0
	37.08	336.53	G+Q-Ex	SPC	2.51	0
	12.91	272.77	0.8G-Ey	SPC	0.87	0

2 eme inter 45*45	48.28	1023.01	1.35G+1.5Q	SPC	3 .27	0
	36.47	336.53	G+Q-Ex	SPC	2.47	0
	12.55	272.72	0.8G-Ex	SPC	0.85	0
1eme Rive 50*50	89.64	1112.31	1.35G+1.5Q	SPC	5.44	0
	45.19	422.23	G+Q+Ey	SPC	2.73	0
	16.55	355.00	0.8G-Ex	SPC	1.002	0
1eme intre 50*50	54.62	1209.68	1.35G+1.5Q	SPC	3.31	0
	51.88	758.31	G+Q-Ex	SPC	3.14	0
	29.55	582.02	0.8G-Ey	SPC	1.78	0
RDCRive 50*50	56.63	360.01	1.35G+1.5Q	SPC	3.43	0
	37.74	480.94	G+Q-Ex	SPC	2.28	0
	19.56	360.01	0.8G-Ex	SPC	1.18	0
RDC Inter 50*50	79.93	1404.21	1.35G+1.5Q	SPC	4 .84	0
	36.54	885.54	G+Q+Ey	SPC	2.21	0
	26.85	1112.23	0.8G-Ex	SPC	1.62	0

Tableaux5.14.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	A_{minCBA} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)		$A_{choisies}$ (cm²)
			Nodale	Courante	
7eme Rive 35*35	1.31	11.02	73.5	49	**8HA14=12.32**
7eme inter35*35	2.08	11.02	73.5	49	**8HA14**=12.32
6eme Rive 35*35	2.03	11.02	73.5	49	**8HA14**=12.32
6eme inter 35*35	1.83	11.02	73.5	49	**8HA14**=12.31
5eme Rive 40*40	2.77	14.4	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14
5eme inter 40*40	2.40	14.4	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14
4eme Rive 40*40	3.33	14.4	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14
4eme inter 40*40	2.74	14.4	96	64	**6HA16+2HA14**=15.14
3eme Rive 45*45	3.78	18.22	121.5	81	**12HA14= 18.47**
3eme inter 45*45	2.86	18.22	121.5	81	**12HA14= 18.47**
2eme Rive 45*45	3.82	18.22	121.5	81	**12HA14= 18.47**

V.3.1.e.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

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.

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.v_1}{I_G^{'}} \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(v_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$\sigma_b = k.y_1$

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

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	sect	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
7eme Rive 35X35	31.31	120.0	2.78	SPC	préj	10.20	45.44	C.V	C.V
7emeInter 35X35	18.62	151.2	1.65	SPC	peu	11.64	70.36	C.V	C.V
6emeRive 35*35	15.84	222.9	1.40	SPC	préj	4.31	56.45	C.V	C.V
6eme Inter 35X35	11.48	280.8	1.02	SPC	peu	5.01	45.90	C.V	C.V
5 eme Rive 40X40	23.39	330.5	1.79	SPC	préj	4.72	70.98	C.V	C.V
5 eme Inter 40X40	15.61	417.9	0.96	SPC	peu	5.53	56.13	C.V	C.V
4 eme Rive 40*40	20.73	441.0	1.59	SPC	préj	3.93	65.75	C.V	C.V
4 eme Inter 40X40	15.58	582.4	1.20	SPC	peu	5.12	55.54	C.V	C.V
3 eme Rive 45*45	23.05	560.5	1.67	SPC	préj	10.23	64.32	C.V	C.V
3 eme Inter 45X45	14.99	616.8	0.92	SPC	peu	4.68	43.85	C.V	C.V
2 eme Rive 45*45	18.21	682.0	1.56	SPC	préj	7.26	52.31	C.V	C.V
2 eme Inter 45X45	20.34	881.3	1.62	SPC	peu	8.64	61.58	C.V	C.V
1^{er} Rive 50X50	22.63	811.5	1.66	SPC	préj	9.95	63.22	C.V	C.V

1er Inter 50*50	20.34	881.3	1.62	SPC	peu	8.64	61.57	C.V	C.V
RDC 50X50 Rive	14.92	945.1	0.91	SPC	préj	4.52	43.61	C.V	C.V
RDC Inter 50*50	21.77	1023	1.64	SPC	peu	9.21	62.25	C.V	C.V

Tableau 5.16.Vérification des armatures à ELS des poteaux

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 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 :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$ 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.Vérification des contraintes tangentielles :

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MP	$[\tau_u]$CbA(MP	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35*35	G+Q+Ey	150.29	1.321	24.73	0.075	1.875	4.32	C.V
40* 40	G+Q+Ey	142.04	0.946	22.64	0.075	1.875	4.32	C.V
45x45	G+Q+Ey	130.86	0.684	20.13	0.075	1.875	4.32	C.V
50x50	G+Q+Ey	166.55	0.701	18.11	0.075	1.875	4.32	C.V

Tableau 5.17.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

V.3.2.d.Calcul des armatures transversales :

❖ Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho.Vu}$$

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
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{dans les ca(s contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
- Dans la zone nodale: St ≤ 10 Cm en zone III
- Dans la zone courante: St ≤ min (B\2 ,h\2 ,10 ϕ) en zone III
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

application des recommandations.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	P	St cal (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale	Choix
35x35	150	2.01	7.14	2.5	18.73	cour	18	24.3	10 cm	4Ø8
						nod	12	24.3	5 cm	4Ø8
40x40	142	2.01	6.54	2.5	9.63	cour	21	28.8	10cm	4Ø8
						nod	14	28.8	5 cm	4Ø8
45x45	130	2.01	5.81	2.5	11.13	cour	24	29.52	10cm	4Ø8

						nod	16	29.52	5 cm	4Ø8
50x50	166	2.01	5.2	2.5	9.65	cour	21	29.52	10cm	4Ø8
						nod	14	29.52	5cm	4Ø8

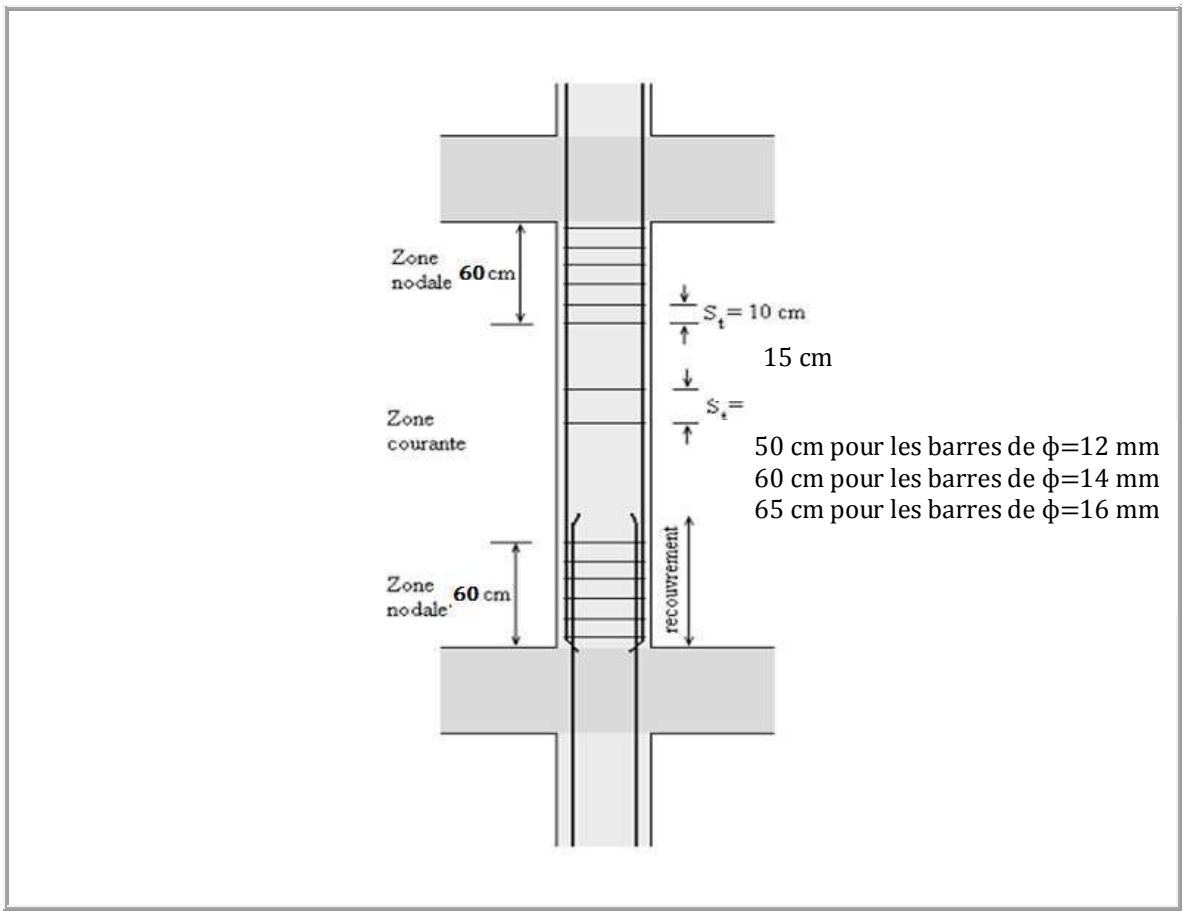
Tableau5.18.Les armatures transversales et leurs espacements

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale**[1]**

►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

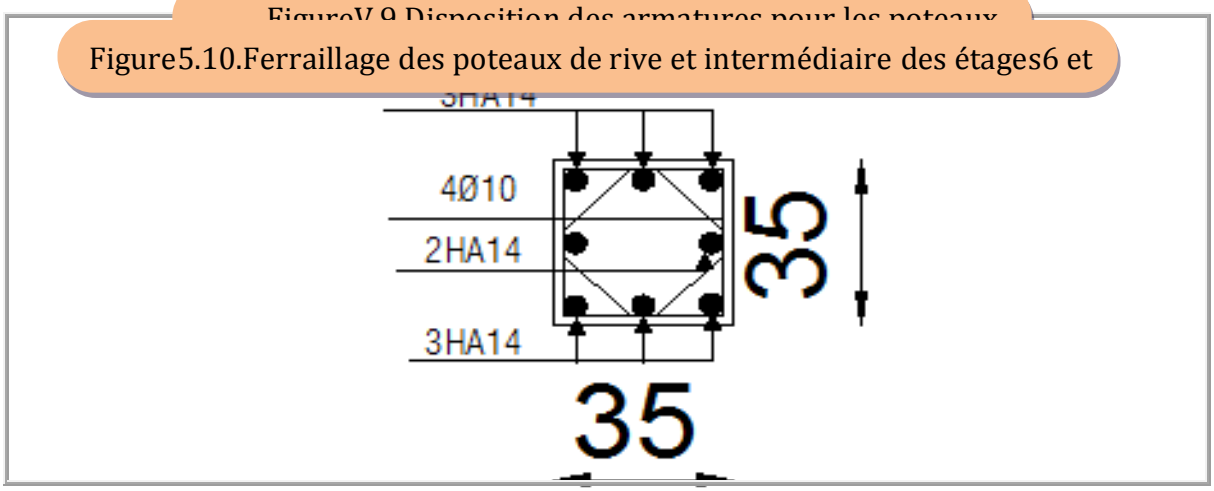
Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	cour	0.38	C.V
	nod	0.57	C.V
40x40	cour	0.33	C.V
	nod	0.50	C.V
45x45	cour	0.44	C.V
	nod	1.005	C.V
50x50	cour	0.40	C.V
	nod	0.80	C.V

Tableau5.19.Vérification de la quantité d'armatures transversales



FigureV.9 Disposition des armatures pour les poteaux

Figure5.10.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages6 et



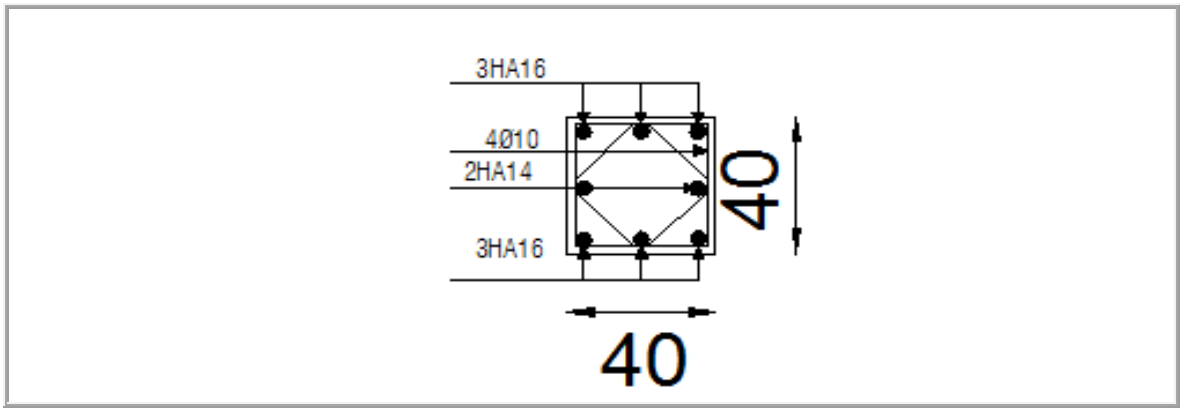


Figure5.11.Ferraillage des poteaux de rive des étages 4et 5

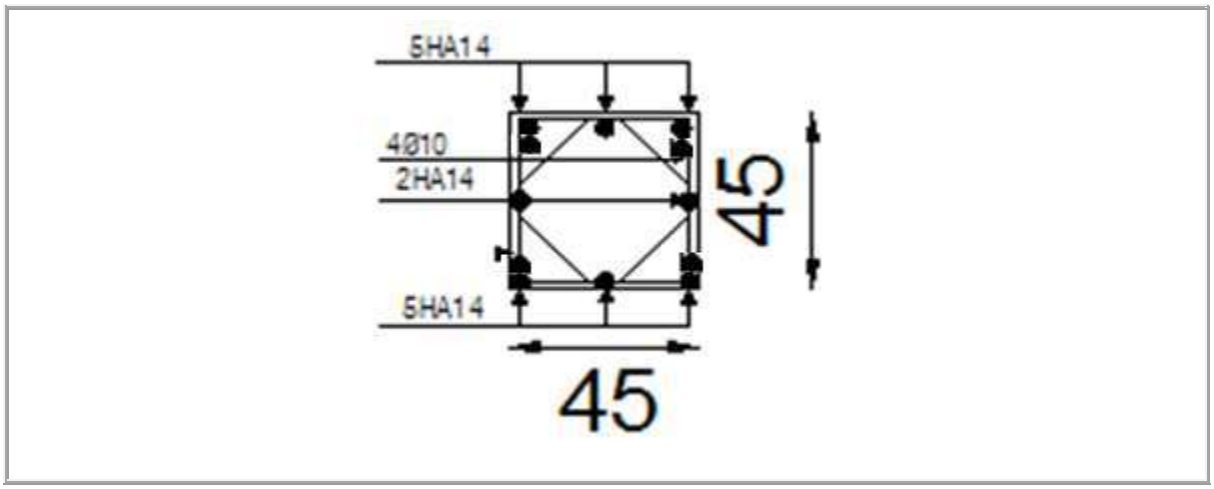


Figure 5.12. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2et 3

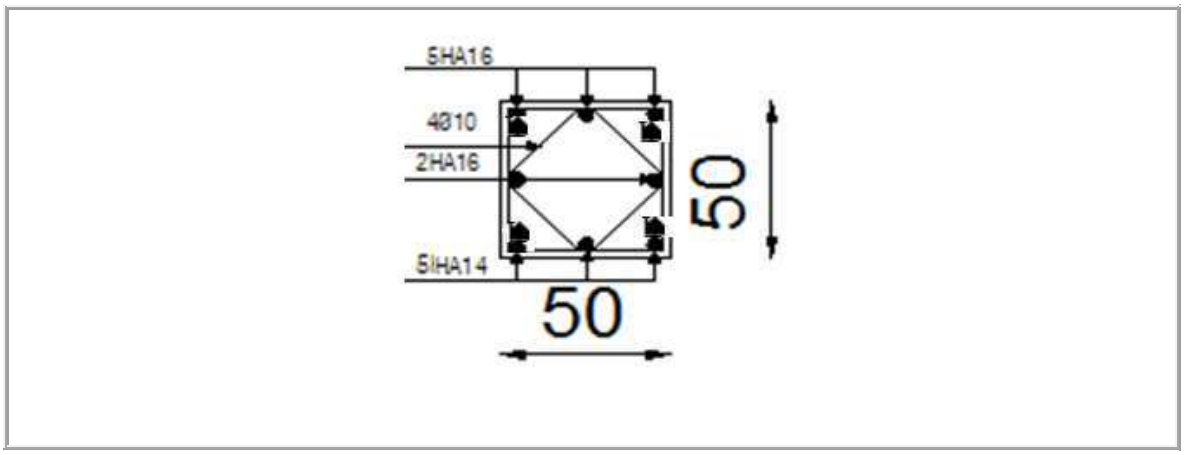


Figure5.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC et 1er

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux : [1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1]►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1]►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B.Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseur e=15cm

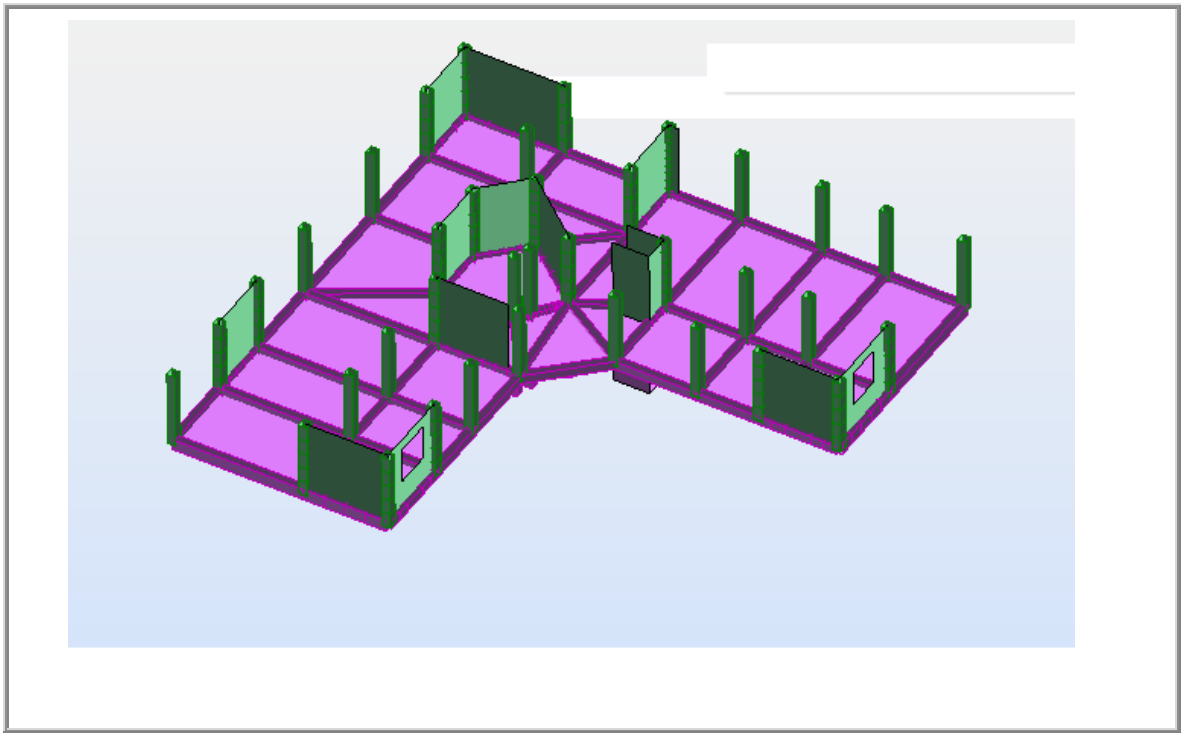


Figure5.14.Disposition des voiles

➢ **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du

NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

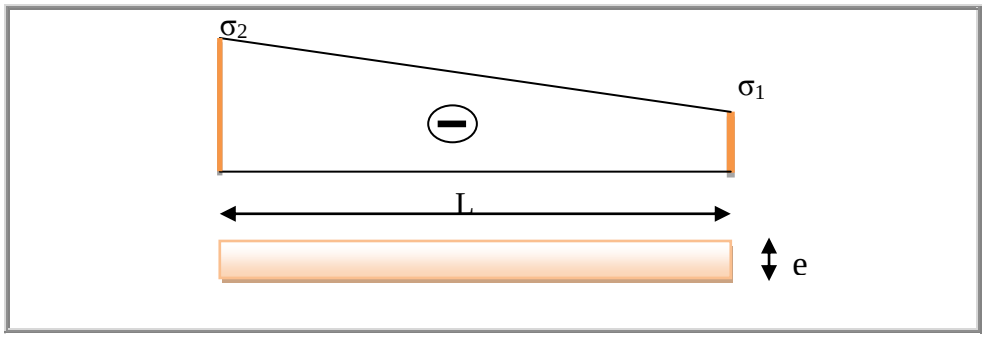


Figure5.14.Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): $\boldsymbol{\sigma_1}$ et $\boldsymbol{\sigma_2}$ **>0**

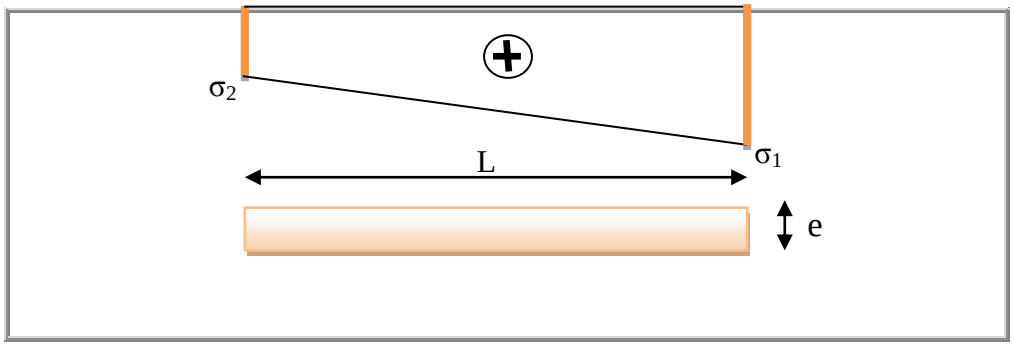


Figure5.15.Section entièrement comprimée

$$A_{S\,\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : $\boldsymbol{\sigma_1}$ et $\boldsymbol{\sigma_2}$ **de signes opposées.**

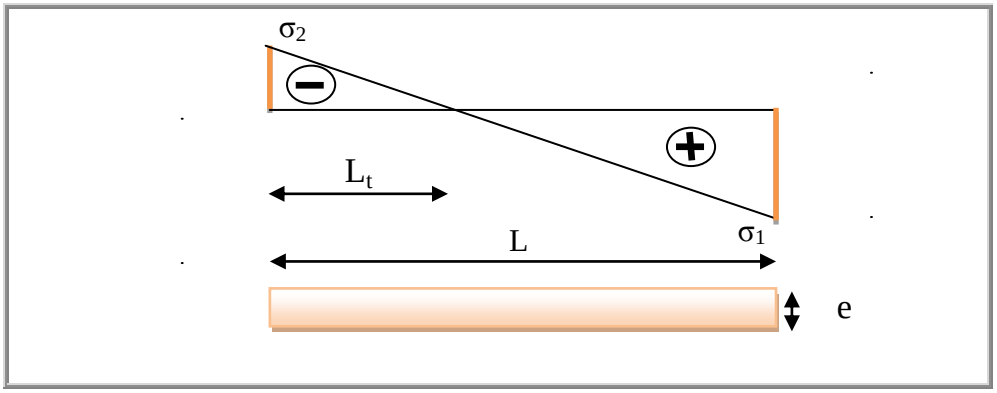


Figure5.16.Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

VI.4.5.a.1 voiles pleines sens X :

NIVEAUX	S	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	type	F (KN)	A_{cal} (cm^2)
RDC	15*295	0.11	-0.09	ACC	SPC	896.06	22.40
1er	15*295	0.11	-0.09	ACC	SPC	896.06	22.40
2eme	15*295	0.10	-0.08	ACC	SPC	708	17.7
3 eme	15*295	0.10	-0.08	ACC	SPC	708	17.7
4eme	15*295	0.06	-0.09	ACC	SPC	597.4	14.93
5eme	15*295	0.05	-0.09	ACC	SPC	448.03	11.20
6eme	15*295	0.04	-0 .06	ACC	SPC	398.25	9.95
7eme	15*295	0.03	-0.06	ACC	SPC	265.5	6.64

Tableau 5-20 : Les données de calcul

NIVEAUX	S*L	L \10	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (CBA)	A_{min} (RBA)	S	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A choix
RDC	15*295	29.5	22.40	3.00	**4.5**	**20**	22.60	20HA12
1er	15*295	29.5	22.40	3.00	4.5	**20**	22.60	20HA12
2eme	15*295	29.5	17.7	3.00	4.5	**20**	18.08	16HA12
3 eme	15*295	29.5	17.7	3.00	4.5	**20**	18.08	16HA12
4eme	15*295	29.5	14.93	3.00	4.5	**20**	15.82	14HA12
5eme	15*295	29.5	11.20	3.00	4.5	**20**	15.82	14HA12
6eme	15*295	29.5	9.95	3.00	4.5	**20**	11.3	10HA12
7eme	15*295	29.5	6.64	3.00	4.5	**20**	11.3	10HA12

Tableau 5.21.Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm

VI.4.5.a.2 voiles pleines sens Y :

NIVEAUX	S	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	type	F (KN)	A_{cal} (cm^2)
RDC	15*234	0.07	-0.08	ACC	SPC	1123	28.07
1er	15*234	0.08	-0.10	ACC	SPC	877.5	21.93
2eme	15*234	0.06	-0.07	ACC	SPC	859.95	21 .50
3 eme	15*234	0.06	-0.07	ACC	SPC	859.95	21 .50
4eme	15*234	0.06	-0.08	ACC	SPC	561.6	14.04
5eme	15*234	0.06	-0.09	ACC	SPC	561.6	14.04
6eme	15*234	0.06	-0.09	ACC	SPC	473.85	11.84
7eme	15*234	0.06	-0.09	ACC	SPC	473.85	11.84

Tableau 5-22 : Les données de calcul

NIVEAUX	S*L	L \10	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (CBA)	A_{min} (RBA)	S	$A_{adopté}$ (cm^2)	A choix
RDC	15*234	23.4	28.07	4.8	**7.2**	**20**	30.8	**20HA14**
1er	15*234	23.4	21.93	5.3	7.95	**20**	22.6	**20HA12**
2eme	15*234	23.4	21 .50	2.12	3.18	**20**	22.6	**20HA12**
3 eme	15*234	23.4	21 .50	2.12	3.18	**20**	22.6	**20HA12**
4eme	15*234	23.4	14.04	3.66	5.49	**20**	15.82	14HA12
5eme	15*234	23.4	14.04	5.92	8.76	**20**	15.82	14HA12
6eme	15*234	23.4	11.84	2.12	3.18	**20**	15.82	14HA12
7eme	15*234	23.4	11.84	15.70	**3.18**	**20**	15.82	14HA12

Tableau 5.21.Les armatures verticales des voiles

VI.4.5.a.3voiles incliné sens Y et sens X ;

NIVEAUX	S	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	type	F (KN)	A_{cal} (cm^2)
RDC	15*337	0.13	-0.13	ACC	SPC	362.88	9.07
1er	15*337	0.13	-0.14	ACC	SPC	495.39	12.38
2eme	15*337	0.14	-0.12	ACC	SPC	182	4.54
3 eme	15*337	0.10	-0.11	ACC	SPC	305.8	7.65
4eme	15*337	0.11	-0.12	ACC	SPC	363.9	9.09
5eme	15*337	0.13	-0.14	ACC	SPC	495	12.38
6eme	15*337	0.13	-0.15	ACC	SPC	568.6	14.21
7eme	15*150	0.16	-0.19	ACC	SPC	304.14	7.60

Tableau 5.23Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm sensY

NIVEAUX	S*L	L \10	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (CBA)	A_{min} (RBA)	s	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A choix
RDC	15*337	33.7	9.07	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
1er	15*337	33.7	12.38	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
2eme	15*337	33.7	4.54	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
3 eme	15*337	33.7	7.65	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
4eme	15*337	33.7	9.09	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
5eme	15*337	33.7	12.38	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
6eme	15*337	33.7	14.21	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**
7eme	15*337	33.7	7.60	6.74	10.11	15	15.60	**20HA10**

Tableau 5.25. Les armatures verticales des voiles incliné d'épaisseur 15 cm sens X et Y

V.4.6.Voiles avec ouvertures:

V.4.6.1. Ferraillage des trumeaux:

Sens	S	σ1 (MPa)	σ2 (MPa)	Sit	type	F (KN)	Acal (cm²)
Y	15*337	0.07	-0.08	ACC	SPC	323.5	8.08

Sens	S*L	L \10	A_{cal} (cm²)	A_{min} (CBA)	A_{min} (RBA)	S	$A_{adoptée}$ (cm2)	A choix
Y	15*337	33.7	8.08	6.74	10.11	15	15.70	**20HA10**

Tableau 5-26 : Armatures verticales dans les trumeaux

C.Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

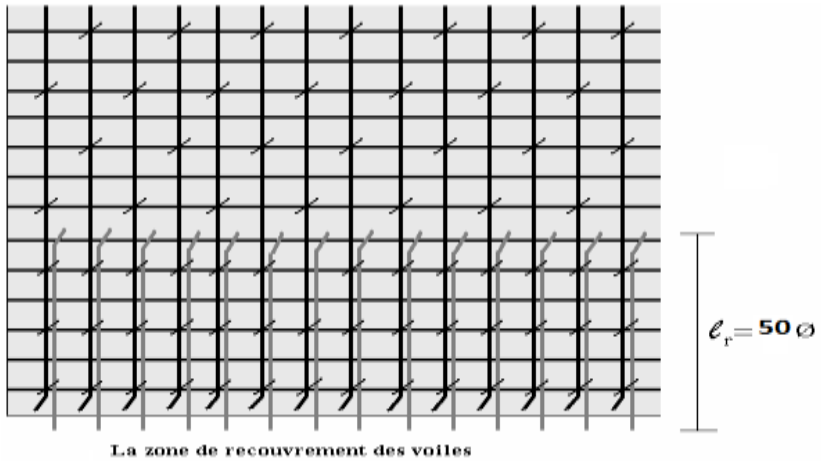


Figure5.17. La zone de recouvrement des voiles

V.4.5. Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

V.4.5.1. Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales. Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \le \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa \text{ Où: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0\, d} \quad \text{avec: } \bar{V} = 1.4$$

*V_u

b_o : épaisseur du voile.

- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux :

Avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : **[CBA : A.5.1.2.3]**

$$St \le \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc28}$(traction)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

V.4.5.1.a. Les voiles pleins :

NIVEAUX	L (m)	Vu (kN)	Combinaison	**Tb** (MPa)	k	St RBA	St CBA	St ado	At(cm²)
RDC	3.06	85.24	G+Q-EX	0.22	**0.36**	22.5	13.72	20	14HA10
1er	3.06	70.62	G+Q-EX	0.24	1.59	**22.5**	12.31	20	14HA10

2eme	3.06	82.69	G+Q-EX	0.28	1.40	**22.5**	10.47	20	14HA10
3 eme	3.06	84.32	0.8G+EX	0.29	1.57	**22.5**	10.28	20	14HA10
4eme	3.06	85.24	G+Q-EY	0.28	1.44	**22.5**	10.16	20	14HA10
5eme	3.06	80.19	G+Q-EY	0.27	1.26	**22.5**	10.79	20	14HA10
6eme	3.06	74.10	G+Q-EY	0.25	1.16	**22.5**	11.68	20	14HA10
7eme	3.06	61.08	G+Q-EY	0.20	1.33	**22.5**	14.26	20	14HA10

Tableau 5.27.Vérification a l'effort tranchant des voiles sens X

V.4.5.1.b. Les trumeaux :

Sens	L (m)	élément	Vu (kN)	Combinaison	**τb** (MPa)	k	St RBA	St CBA	St ado	Ah (cm^2)
Y	3.06	864	7.75	G+Q-EX	0.76	1.88	22.5.	**11.8**	**20**	**12HA10**

Tableau 5.29.: calcul des armatures horizontales el leur espacement des voiles

V.4.5.2. 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.

Ils sont sollicités en flexion simple comme les poutres, et on les vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.5.2.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Selon le CBA 93:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99:**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec $\overline{T} = 1.4 T_{calculée}$

✓ b_0: épaisseur du linteau.

✓ d: hauteur utile.

✓ T_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

V.4.5.2.a.1. Premiers cas: $\tau \leq 0.06 f_{c28}$

A. Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \text{ avec } \quad Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

- M: moment du à l'effort tranchant.
- h: hauteur totale du linteau.
- d: distance d'enrobage.

B. Aciers transversaux:

On distingue deux cas:

B.1. linteau long: $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

- S_t: espacement entre les armatures transversales.
- A_t: section d'armatures transversales.
- L: portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

B.2. linteau court: $\lambda_g \leq 1$

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2T_u$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

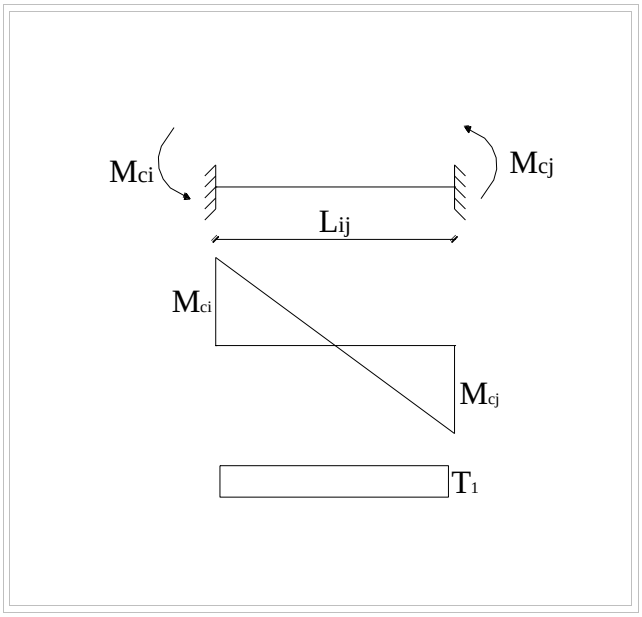


Figure 5.18 : Moments et efforts tranchants dans les

V.4.5.2.a.2. Deuxième cas:

$$\tau > 0.06\, f_{c28}$$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

$T = T_u$ (sans majoration)

V.4.5.2.b. Ferraillage minimal:

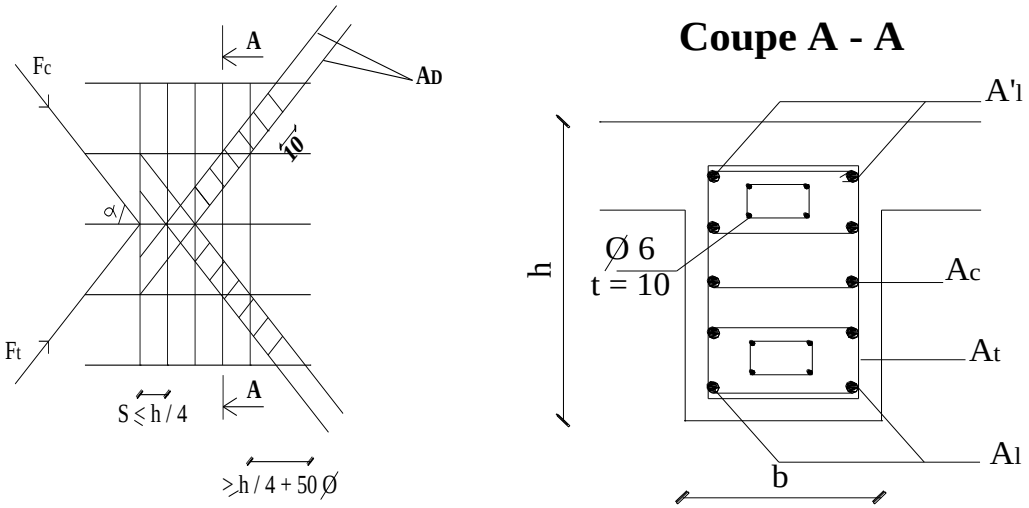


Figure5-19 :Armatures du linteau selon le RPA 99

V.4.5.2.b. Ferraillage minimal:

❖ **Selon le RPA 9 :**

on a:

- ✓ $A_l \geq 0.15\% b.h$
- ✓ $A_c \geq 0.2\% b.h$
- ✓ $A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
- ✓ $A_D = 0.15\% b.h$ si $\tau_b > 0.06 f_{c28}$
- ✓ $A_t \geq 0.15\% b.s$ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
- ✓ $A_t \geq 0.25\% b.s$ si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

V.4.5.2.c. Calcul du ferraillage:

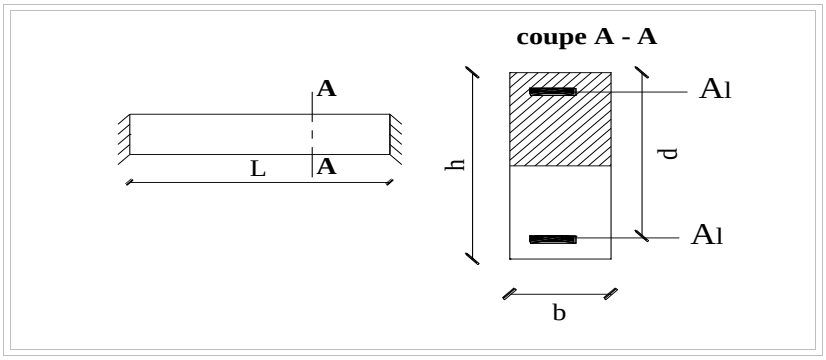


Figure 5-20 : Section dulinteau

Les calculs du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

V.4.5.2.c.1. Armatures transversales:

On à: $0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5\,MPa$

$0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625\,MPa$

Sens	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\tau_b < 0.06\ f_{c28}$	$\tau_b < 0.025\ f_{c28}$
Y	RDC 1er	10.90	0.30	Oui	Oui
	2ème 3ème	5.18	0.14	Oui	Oui
	4ème 5ème	6.66	0.18	Oui	Oui
	6ème 7ème	10.5	0.29	Oui	Oui

Tableau 5.30.: Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

V.4.5.2.c.2. Armatures transversales:

Sens	niveau	Elément	$\lambda g = \frac{L}{h}$	$\lambda g \leq 1$	T (KN)	$S_t \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$	S (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)
Y	RDC 1er	129	0.784	Oui	7.64	36.04	15	4Ø10= 3.14	0.54
	2ème 3ème	294	0.784	Oui	3.70	58.80	15	4Ø10 = 3.14	0.54
	4ème 5ème	522	0.784	Oui	4.16	18.34	15	4Ø10 = 3.14	0.54
	6ème 7ème	750	0.784	Oui	7.50	36.61	15	4Ø10 = 3.14	0.54

Tableau 5-31 :: Vérification des contraintes de cisaillement dans les

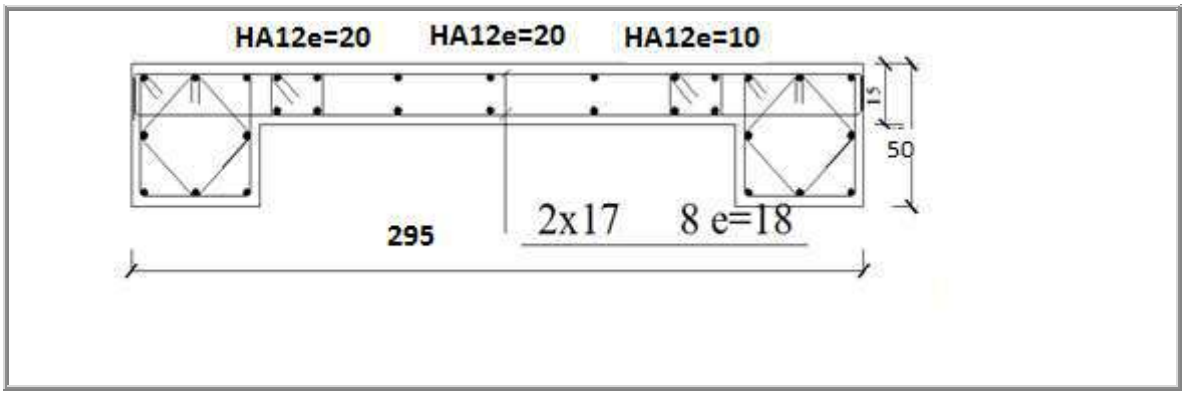


Figure 5.21. Disposition des armatures dans les voiles RDC sens X

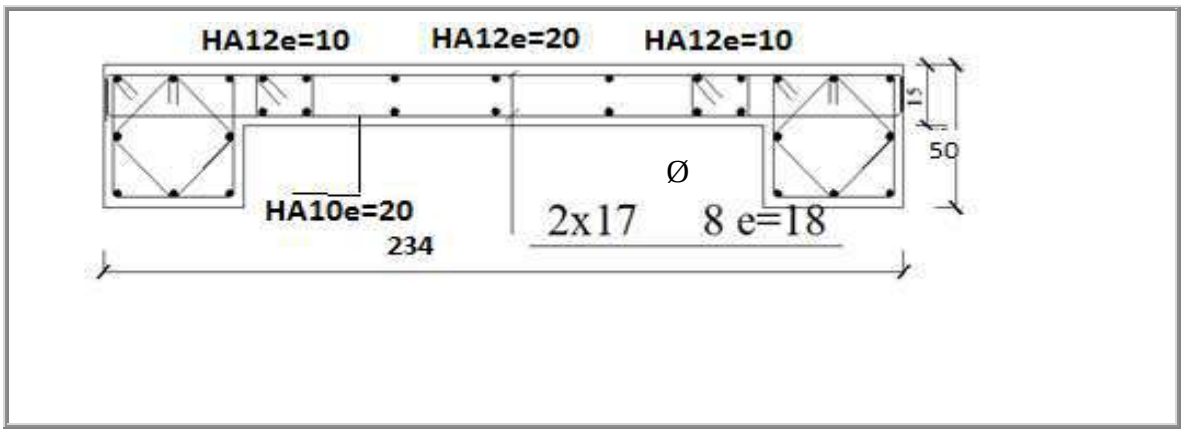


Figure 5.22. Disposition des armatures dans les voiles les étages(1.3.4.5.6.7)de sens X

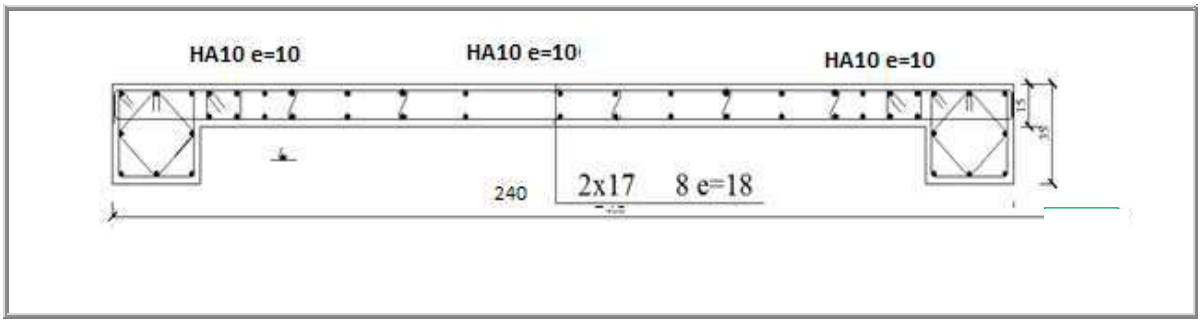


Figure 5.23. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur sensY

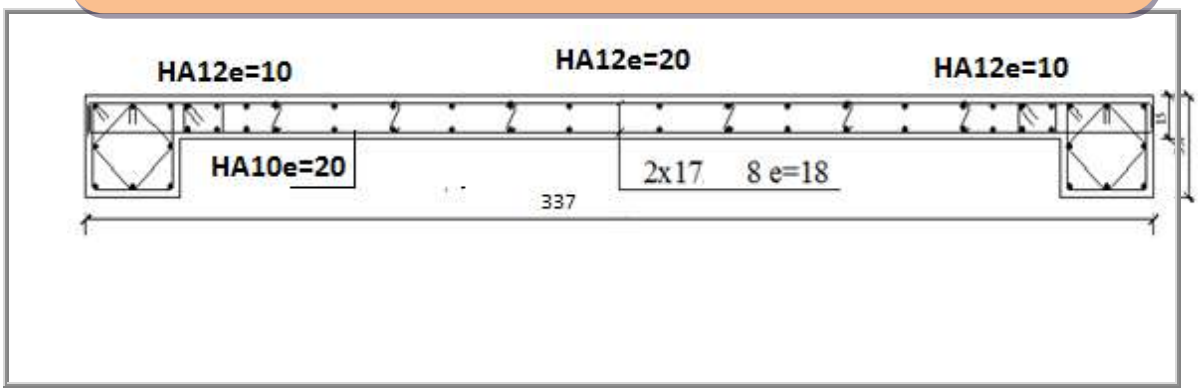


Figure 5.24. Disposition des armatures dans les voiles inclinésd'épaisseur 15 cm

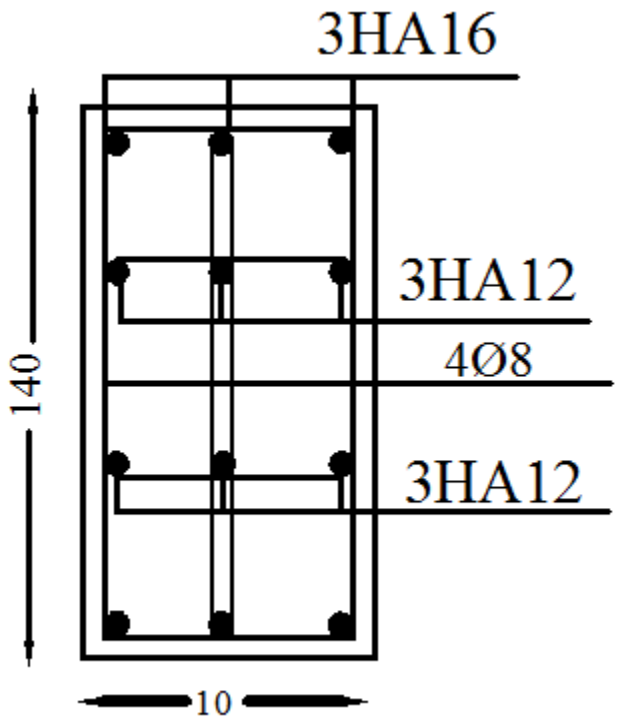


Figure 5-25: Schéma du ferraillage du linteau

CHAPITRE V I
ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1- ETUDE DU SOL :

VI.1.1- 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 à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2- SITUATION DU PROJET :

- LE PROJET EST SITUE DANS LA WILAYA DE BLIDA ;
- Le projet est un bâtiment en (R+7) ;

VI.1.3- COMPAGNE D'INVESTIGATION :

POUR L'ETUDE DU SOL PLUSIEURS TRAVAUX ONT ETE EFFECTUES :

- Réalisation des essais in situ :
  - ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
  - ✓ Réalisation d'un sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 6 mètres ;
- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4- Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- ❖ Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse ;
- ❖ Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, d'assez forte compressibilité et peu gonflant ;

- Travaux de laboratoire :

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations ;

Nous avons toutefois réalisé quelque essai physico-mécanique dans la tranche de profondeur : 6m ;

Les paramètres physiques varient comme suit :

- ❖ Densité humide γh (g/cm3) : $1.79 \leq \gamma h \leq 1.88$
- ❖ Densité sèche γd (g/m3) : $1.58 \leq \gamma d \leq 1.66$
- ❖ Teneur en eau W (%) : $9.22 \leq W \leq 16.93$

CONCLUSION :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5\text{bar}$

VI.2- Etude des fondations :

VI.2.1- Introduction:

- L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2- Fonctions assurées par les fondations :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure ;

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support. ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2.3- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

a)Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées ;
- ✓ Semelles filantes ;
- ✓ Radier général ;

b) Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes) ;
- ✓ Fondations sur pieux (profondes) ;

c) Fondations spéciales :

- ✓ Fondation avec sous pression d'eau ;
- ✓ Fondation en terrain instable ;

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3- Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ;

N: Effort normal appliqué sur la fondation ;

S : Surface de la fondatioVI.3.1- Semelles isolées :

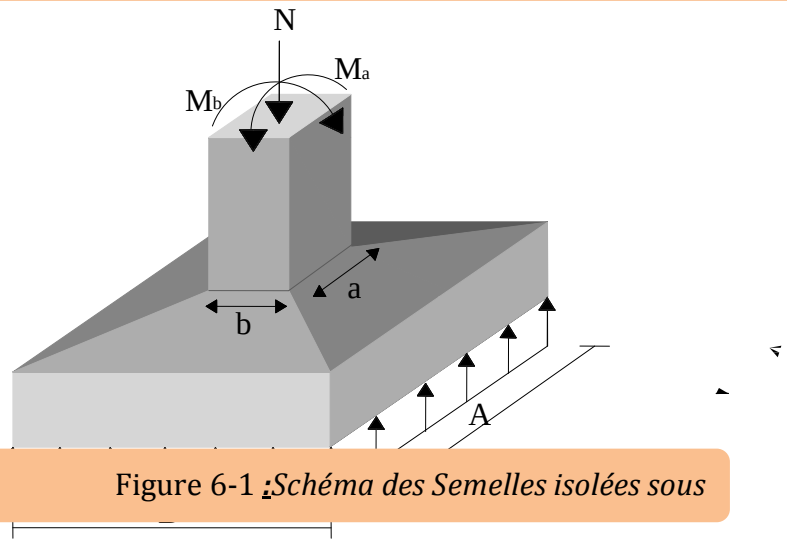


Figure 6-1 **:***Schéma des Semelles isolées sous*

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right]$ $B = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.5 bars

Avec: $N = 1057.45KN$

Donc : $S \geq \frac{105.744 * 1000}{1.5}$

$B = 3.60cm$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2.Semelles filantes:

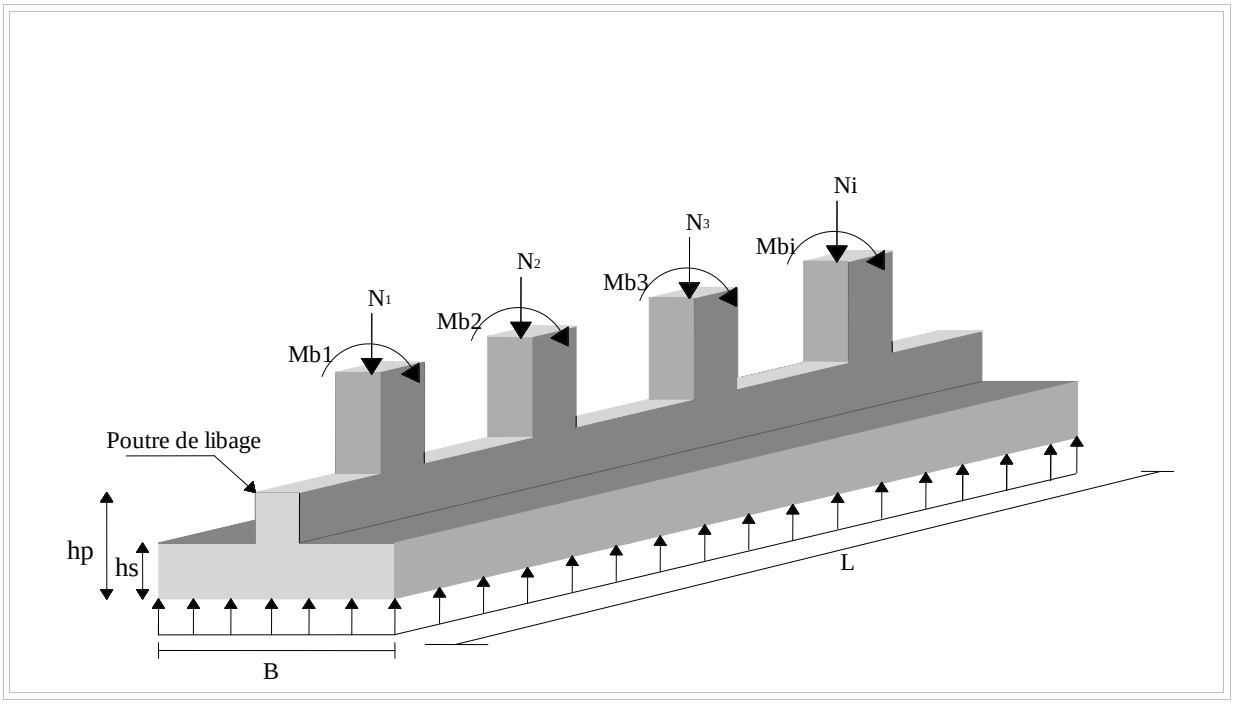


Figure 6-2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et

VI.3.2.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt :L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte dupoids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats dedimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	L (m)	N_u (kN)	Nser (KN)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	22.00	7554 .14	5450.44	50	1.70	46.8	50
SF2	8.00	3006.61	2199.26	50	1.90	46.8	50
SF3	10.00	4482.63	3272.80	50	2.20	46.8	50
SF4	10.00	3470.67	2982.80	50	2.00	46.8	50
SF5	8.00	3732.47	2731.19	50	2.10	46.8	50
SF6	22.00	6872.69	5775.41	50	1.80	46.8	50
SF7	10.00	2795.43	2043.55	50	1.80	46.8	50
SF8	6.00	2260.34	1653.62	50	1.80	46.8	50
SF9	2.20	1803,68	1321,58	50	2.40	46.8	50
SF10	11	5498,80	4026.41	50	2.40	50	53.2

Tableau 6-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et

VI.3.2.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur 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 les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \& Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	Nu (kN/m	Nser (kN/m	Mu (kN	Mser (kN	e_0u	e_0s	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp
SF1	7554	5450	27.43	20.19	0.04	0.37	6.96	5.05	**4HA14=8.04**	**25**
SF2	3006	2199	24.49	17.95	0.81	0.82	2.81	2.21	**4HA12=4,52**	**25**
SF3	4482	3272	37.38	27.3	0.8	0.83	5.90	4.30	**4HA14=6.16**	**25**
SF4	3470	2382	7.46	5.46	0.2	0.22	2.94	2.02	**4HA12=4,52**	**25**
SF5	3732	2731	16.74	12.26	0.4	0.45	4.88	3.57	**5HA12=5.65**	**20**
SF6	6872	5025	61.33	44.65	0.9	0.89	5.90	4.32	**4HA14=6.16**	**25**
SF7	2795	2043	26.40	19.31	0.9	0.94	1.96	1.43	**4HA12=4,52**	**25**
SF8	2260	1653	25.07	18.31	1.1	1.11	2.28	1.67	**4HA12=4,52**	**25**
SF9	3499	2562	24.34	17.82	0.6	0.69	4.59	3.36	**4HA14=6.16**	**25**
SF10	3532	2586	10.26	7.51	0.3	0.30	4.61	3.38	**4HA14=6.16**	**25**

Tableau 6-2 : armatures principales des semelles filantes

VI.3.2.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$:ancrage courbe ou rectiligne .
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B

SEMELLE	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	ANCRAGE
SF1	14	50	21.25	42.5	Courbe
SF2	12	42.8	22.5	47.5	Courbe
SF3	14	50	27.5	55	Courbe
SF4	12	42.8	10	50	Courbe
SF5	12	42.8	27.5	52.5	Courbe
SF6	14	50	10	45	Courbe
SF7	12	42.8	8.75	45	Courbe
SF8	12	42.8	22.5	45	Courbe
SF9	14	50	15.56	60	courbe
SF10	14	50	13.75	60	Courbe

Tableau 6 .3 : Longueur de

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4. Ferraillage Longitudinal

VI.4.1.. 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 hp 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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \; L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle,
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles respectivement.

4

Semelle filante axe 01 :

Largeur de la semelle	B	**180**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**85**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	4250	cm2
Aire 2	A2	6500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	43	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	32	cm
Distance 1	d1	11	cm
Distance 2	d2	7	cm
Moment d'inertie	I	0,05	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**4,70**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,69	m
Longueur seuil	π /2*Le	4,72	m
L< π/2*Le		**OUI**	

Semelle filante axe 02

Largeur de la semelle	B	**190**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm

Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**50**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	2500	cm2
Aire 2	A2	7000	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	25	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	25	cm
Distance 1	d1	0	cm
Distance 2	d2	0	cm
Moment d'inertie	I	0,02	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**3,80**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,14	m
Longueur seuil	□/2*Le	3,85	m
L< π/2*Le		**OUI**	

Semelle filante axe 03

Largeur de la semelle	B	**220**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**40**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	2000	cm2

Aire 2	A2	8500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	20	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	24	cm
Distance 1	d1	4	cm
Distance 2	d2	1	cm
Moment d'inertie	I	0,02	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**3,35**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,08	m
Longueur seuil	□/2*Le	3,77	m
L< π/2*Le			**OUI**

Semelle filante axe 04

Largeur de la semelle	B	**200**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**40**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	2000	cm2
Aire 2	A2	8500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	20	cm

Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	24	cm
Distance 1	d1	4	cm
Distance 2	d2	1	cm
Moment d'inertie	I	0,02	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**3,35**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,08	m
Longueur seuil	□/2*Le	3,77	m
L< π/2*Le			**OUI**

Semelle filante axe 05

Largeur de la semelle	B	**210**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**30**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	1500	cm2
Aire 2	A2	8000	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	15	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	23	cm
Distance 1	d1	8	cm
Distance 2	d2	2	cm

Moment d'inertie	I	0,02	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**3,40**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,06	m
Longueur seuil	□/2*Le	3,74	m
L< π/2*Le			**OUI**

semelle filante axe a

Largeur de la semelle	B	**180**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**70**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	3500	cm2
Aire 2	A2	6500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	35	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	29	cm
Distance 1	d1	7	cm
Distance 2	d2	4	cm
Moment d'inertie	I	0,03	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**4,25**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,40	m

Longueur seuil	□/2*Le	4,28	m
L< π/2*Le		**OUI**	

Semelle filante axe b

Largeur de la semelle	B	**180**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**70**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	3500	cm2
Aire 2	A2	6500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	35	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	29	cm
Distance 1	d1	7	cm
Distance 2	d2	4	cm
Moment d'inertie	I	0,03	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**4,25**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,40	m
Longueur seuil	□/2*Le	4,28	m
L< π/2*Le		**OUI**	

Semelle filante axe c

Largeur de la semelle	B	**180**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**65**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	3250	cm2
Aire 2	A2	6500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	33	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	28	cm
Distance 1	d1	5	cm
Distance 2	d2	3	cm
Moment d'inertie	I	0,03	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**4,10**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,32	m
Longueur seuil	□/2*Le	4,15	m
L< π/2*Le			**OUI**

Semelle filante n=9

Largeur de la semelle	B	**240**	cm
Hauteur de la semelle	h	**50**	cm
Largeur du libage	b	**50**	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	**30**	cm
Note : on change H jusqu'à ou la semelle sera rigide			
Largeur du poteau	a	**50**	cm
Aire 1	A1	1500	cm2
Aire 2	A2	9500	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	15	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	25	cm
Ordonnée centre gravité	y	24	cm
Distance 1	d1	9	cm
Distance 2	d2	1	cm
Moment d'inertie	I	0,02	m4
Module de réaction	K	**4,00**	kg/cm3
Entre axes appuis Max	L	**3,40**	m
Module de Young	E	**2000000**	t/m2
Longueur élastique	Le	2,07	m
Longueur seuil	□/2*Le	3,76	m
L< π/2*Le		**OUI**	

Tableau 6-5 : Dimensionnement de la poutre de libage

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 :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum Ni$: 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 représentées dans le tableau suivant

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser}(KN /m^2)
SF1	7554	5450	22.00	343.36	248
SF2	3006	2199	8.00	375.75	274.87
SF3	4482	3272	10.00	448.2	327.2
SF4	3470	2382	10.00	347	238.2
SF5	3732	2731	8.00	466.5	341.37
SF6	7554	5450	22.00	343.36	248
SF7	2795	2043	10.00	278.5	204.3
SF8	2260	1653	6.00	376.66	275.5
SF9	3499	2562	4.00	349.9	256.2
SF10	3532	2586	4.00	353.2	258.6

Tableau6-6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

VI.4.1.3.b. Calcul des moments :

❖ **Aux appuis :**

▪ **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

	ELU		ELS	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL1	409.67	416.61	368.13	375.05
PL2	234.90	179.8	334.90	131.53
PL3	79.99	462.99	58.40	337.99I
PL4	61.92	358.46	42.51	246.01
PL5	452.25	322.4	331.7	383.04
PL6	109.67	116.61	368.13	375.05
PL7	283.8	361.29	208.1	241.90
PL8	744	221.14	544.84	161.75
PL9	102.5	174.25	70.14	119.24
PL10	96.7	145.05	70.79	120.36

Tableau 6-7 : Détermination des moments de la poutre de libage

VI.4.1.2.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	416.61	46.3	25.9	0.00	**10HA20=31.41**
	Appui	409.67	46.3	25.4	0.00	**10HA20=31.41**
PL2	Travée	179.8	46.3	14.5	0.00	**10HA14=15,40**
	Appui	334.90	46.3	23.5	0.00	**10HA20=31.41**
PL3	Travée	162.99	46.3	11.4	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	79.99	46.3	8.13	0.00	**8HA12=9,04**
PL4	Travée	158.5	46.3	10.89	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	61.92	46.3	3.87	0.00	**3HA14=4,61**
PL5	Travée	222.4	46.3	13.91	0.00	**10HA14=15,40**
	Appui	152.24	46.3	10.69	0.00	**6HA16=12,06**
PL6	Travée	316.61	46.3	20.01	0.00	**10HA16=20,10**
	Appui	209.67	46.3	3.11	0.00	**3HA14=4,61**
PL7	Travée	104.03	46.3	6.48	0.00	**8HA12=9,04**
	Appui	183.83	46.3	11.42	0.00	**6HA16=12,06**
PL8	Travée	121.14	46.3	7.56	0.00	**8HA12=9,04**
	Appui	244	46.3	15.33	0.00	**12HA14=18,46**
PL9	Travée	174.25	46.2	10.94	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	102.5	46.2	6.45	0.00	**8HA12=9,04**
PL10	Travée	145.05	46.2	9.03	0.00	**8HA12=9,04**
	Appui	96.70	46.2	6 .02	0.00	**4HA14=6,15**

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	**31.41**	**375.05**	**12.77**	Oui
	Appui	**31.41**	**368.13**	**12.53**	Oui
PL2	Travée	**15,40**	**131.53**	**5.54**	Oui
	Appui	**31.41**	**334.90**	**11.40**	Oui
PL3	Travée	**12,06**	**37.99**	–	–
	Appui	**9,04**	**58.40**	**2.96**	Oui
PL4	Travée	**12,06**	**238.2**	**5.88**	Oui
	Appui	**4,61**	**347**	–	–
PL5	Travée	**15,40**	**383.04**	**14.13**	Oui
	Appui	**12,06**	**331.7**	**8.50**	Oui
PL6	Travée	**20.10**	**375.05**	**2.65**	Oui
	Appui	**4,61**	**142**	**9.33**	Oui
PL7	Travée	**9,04**	**241.90**	**12.23**	Oui
	Appui	**12,06**	**208.1**	**5.14**	Oui
PL8	Travée	**9,04**	**161.7**	**8.20**	Oui
	Appui	**18,46**	**244.82**	**9.73**	Oui
PL9	Travée	**12,06**	**119.24**	**2.94**	Oui
	Appui	**9,04**	**70.14**	**3.55**	Oui
PL10	Travée	**9,04**	**120.36**	**6.10**	Oui
	Appui	**6,15**	**70.79**	**0.90**	Oui

Tableau 6-9 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

b. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm le CBA93 exigeen plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.85 = 1.8cm²,

donc on adopte **2HA12=2.55cm².**

c. Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant Tu

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

	T_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	815.48	0.36	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL2	36.96	0.15	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL3	108.03	0.46	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL4	56.57	0.24	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL5	67.26	0.29	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL6	188.43	0.81	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL7	105.74	0.80	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL8	78.42	0.60	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL9	167.23	0.66	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL10	74.95	0.32	3.33	4HA10=3 .14	10	15

Tableau 6-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations.

Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple .

VI.5.1.Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de 30 x 40.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{2245.96}{12} = 187.16kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1640.68}{12} = 136.72kN$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = $187.16kN$ kN

Alors: $A_u = \frac{187.16*10^3}{348} = 5.37cm²$

VI.5.3.b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors: $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3cm^2$

Donc on adopte A=6HA12=6.79cm²

VI.5.3.c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 136.72kN

Alors:

$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{136.72*10^3}{679} = 201.35MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa$ Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

VI.5.3.d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$)..

- **section :**

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$

On adopte $\varphi_t = 8\,mm$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

Espacement:

$S_t = \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$

On adopte St = 15 cm.

Récapitulation.

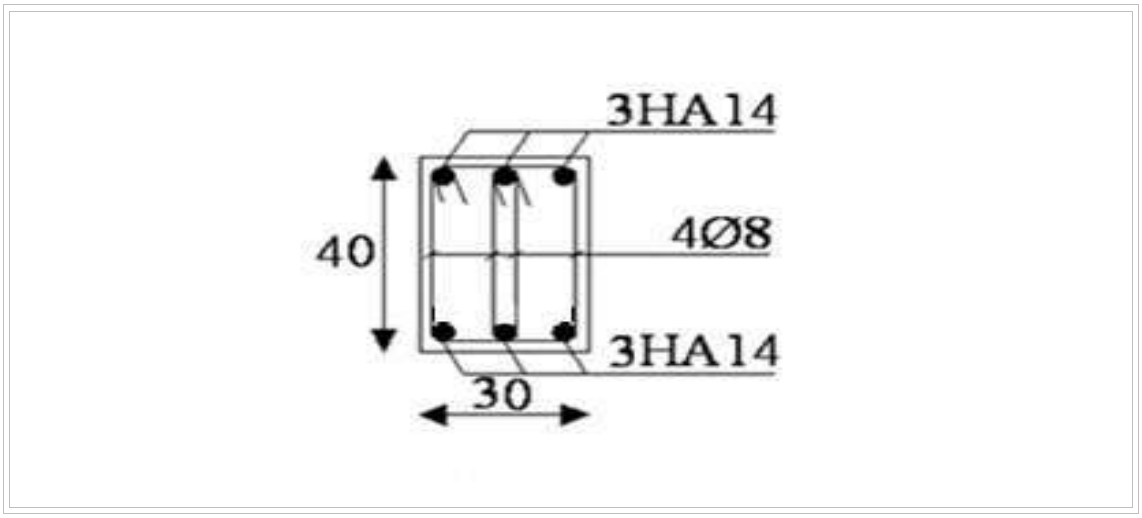
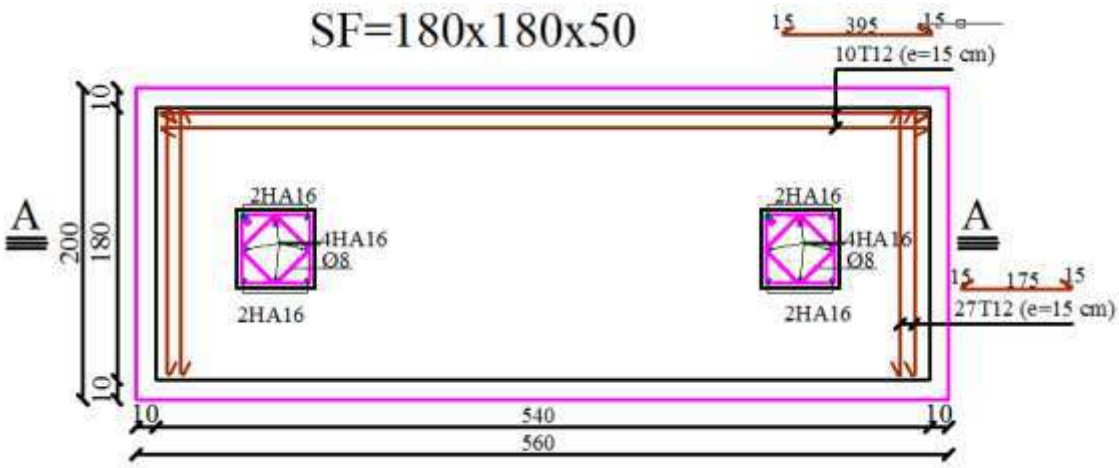


Figure6-3 : Ferraillage de la longrine



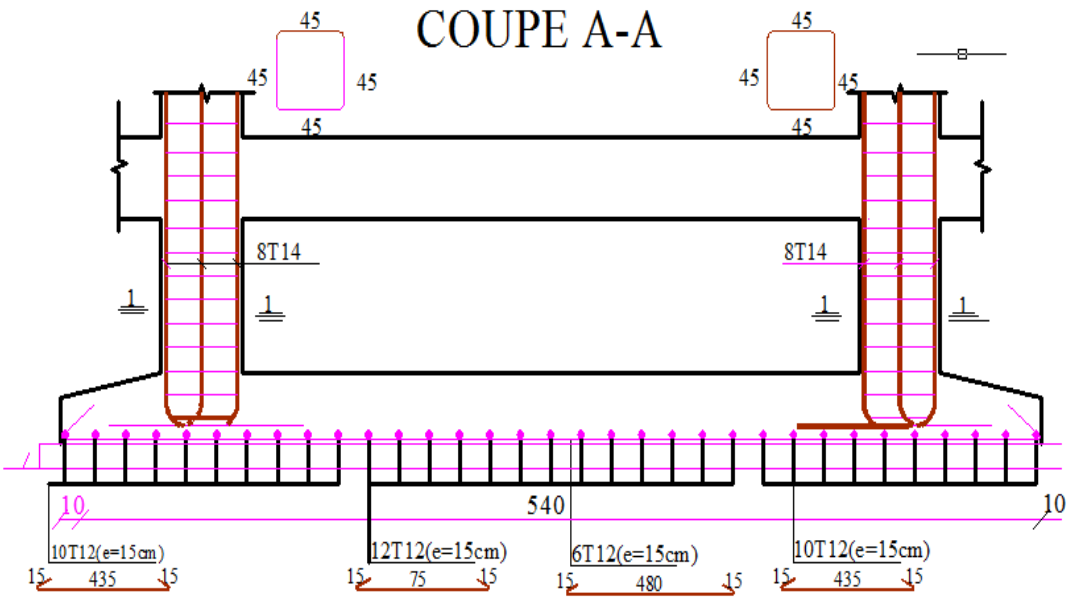


Figure6-4 : Ferraillage semelle filante

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissancesacquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient desouligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

Logiciels :

- Autodesk Robot structural Analysais Professional 2010
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2009