REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «Dr. YAHIA FARES» MEDEA



Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME
MASTER EN GENIE CIVIL
Option : structures

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (HABITATION ET COMMERCIAL)

Proposé par :

La Société d'Etudes Techniques
et d'Architectures de Médéa (S.E.T.A.M)

Dirigé par :

Mr.M. Mouloud SAIDI

Etudié par :

Meriem BENHADJER
Asmaa HACHELFI

Promotion 2013


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

À la mémoire de mon très cher père,

Que dieu le garde dans son vaste paradis,

À ma mère,

Pour sa tendresse, ses sacrifices et pour ses précieux conseils. Pour son soutien dans les moments difficiles. Sache que tu es extraordinaire et que, grâce à toi, je suis ou j'en suis. Avec ma profonde affection.

À mes sœurs : AMINA, SAMIRA, HAKIMA, LEILA et SELMA

À mes frère : HAFED, OUSSAMA et TAYEB

Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré.
Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.

À mes nièces : IMANE, ASMAA, SARAH, LINA, HADJER, SERINE et MALAK.

À mes neveux : REDHA, AYOUB, MOHAMED, BOUZEYANE,ZAKI, FODIL, MOHAMED, HICHEM et ISLAM.

À mon binôme ASMAA

À tout le membre de famille maternelle et paternelle,
Que dieu leur préserve bonne santé et longue vie.

À toute la promotion de Génie Civil 2012-2013.

À ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment.

Je dédie ce modeste travail.

MERIEM



Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dedie ce modeste travail aux personnes les plus chérs au monde pour leurs sacrifices :

À ma fille qui allume ma vie: NADA

À mes chérs parents : TOUFIK et ZAHIA

À ma belle mère : ZINEB

Que dieu les garde et préserve.

À mon marie : SEIF EDDINE.

À mes sœurs : HADJER et son fils OTHMANE, SOUMIA et sa fille RANIME , et surtout MERIEM.

À mon frére KHIR EDDINE que je l'aime beaucoup.

À ma belle sœur AICHA et ses enfants : ANES et OTHMANE.

À mon oncle DJILALI que je souhaite qu'il se guerit rapidement.

À toute la famille HACHELFIi et BOUKHALFA

Et je remercie mon amie et mon binome MERIEM qui a contribué à la réalisation de ce travail que je lui souhaite tout le bonheur et la belle vie.

À tout mes collegues de genie civil.

ASMAA

REMERCIEMENT

Tout d'abord on rend grâce à Allah, le tout puissant qui nous a donné la santé et la volonté pour arriver à ce stade.

Nous tennons à exprimer à notre promoteur ; monsieur M.M.SAIDI notre parfaite considération et profonde reconnaissance pour la bienveillance avec laquelle il a dirigé ce travail, pour sa patience et ses précieux conseils. C'est une chance inouïe d'avoir eu l'occasion de travailler sous sa direction.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres du jury qui nous font l'honneur de participer à l'examen de ce travail.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l'université de MEDEA en particulier de Génie Civil qui ont participés à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Meriem et Asmaa

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني و تجاري مكونة من (طابق تحت أرضي+ طابق أرضي + سبعة طوابق). و المقرر بناؤها في ولاية البليدة المصنفة كمنطقة قوية زلزاليا (المنطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (العارضات و الأعمدة+ جدران خرسا نية مسلحة).

قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
القواعد الجزائرية المضادة للزلازلRPA99 version2003
قانون الخرسانة المسلحة CBA93

تمت الدراسة الديناميكية للبناية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال(ROBOT 2010)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هدا بحساب الأساسات

RESUME

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et locaux de commerces, comportant (entre sol + RDC + sept étages) qui sera implanté dans la wilaya de Blida, cette région est classée comme une zone de forte sismicité (zone III).

La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement mixte (portique + voiles).

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA99 version 2003) et le document technique (CBA93).

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ROBOT 2010)

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project consists in studying a reinforced concrete building for tarde and residential use, it including:(between ground + GF + seven floors), which will be implanted in the wilaya of Blida, classified like a zone of high seismicity (zone III).

The structural strength to vertical and horizontal loads is provided by a gantry system braced by sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all elements were resistant in accordance with Regulation Algerian current RPA version 2003, and technical document CBA93.

The dynamic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program (ROBOT 2010)

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNERALE

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.Introduction ……..……1

I.1. Présentation de l'ouvrage ……1

I.2. Caractéristique de la structure ……..1

I.2.1 Situation ……1

I.2.2. Caractéristiques géométriques ……1

I.3. Conception de la structure du batiment……2

I.3.1. Système de contreventement ……2

I.3.2. Plancher ……2

I.3.3. Voiles ……2

I.3.4. Maçonnerie ……2

I.3.5. Revêtement ……3

I.3.6. L'acrotère ……..3

I.3.7. L'escalier ……...3

I.3.8. L'ascenseur ……...3

I.3.9. L'infrastructure ……3

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……4

I.4.1 Béton ……4

I.4.2. Caractéristiques du béton ……..4

I.4.3. Béton armé ……4

I.4.4. Les aciers ……..……..6

I.4.5. Principe de calcul du CBA93 ……7

Conclusion……10

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II. PREDIMENSIONNEMENT ……..……11

II. 1. Introduction ……11

II.2. Pré dimensionnement des planchers ……11

II.2.1 Plancher à corps creux ……...……12

II.2.2. Dalle pleine ……13

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……...…14

II .3.1. Maçonnerie ……..14

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) ……..14

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) ……14

II.3.2. Plancher terrasse ……..…..15

II.3.2.a. Charges permanentes ……...15

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation ……...15

II.3.3. Plancher courant ……...…16

II.3.3.a. Charges permanentes ……..16

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation ……...16

II.3.4. Dalle pleine ……...17

II.3.4.2. Plancher courant (dalle pleine) ……18

II.4. Pré dimensionnement des poutres ……19

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……...20

II.5.1. Dimensions des poteaux ……...20

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f ……...21

II.5.3. Calcul de l'effort Nu……..21

II.5.4. la surface reprise par le poteau le plus sollicité ……23

II.5.5. Descente des charges……..23

II.5.5.a. Charges d'exploitation ……23

II.5.5.b. Charges permanentes et Nu ……24

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ……...…26

II.5.7. Vérification aux zones nodales ……..27

II.6. Pré dimensionnement des voiles ……..……28

Conclusion ……..……29

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

III. Calcul des éléments secondaires ……30
III.1. Introduction ……30
III.2. L'acrotère ……30
III.2.1. Principe de calcul ……30
III.2.2. Charges permanentes et d'exploitations ……...31
III.2.3. Calcul des efforts ……..31
III.2.4. Calcul de ferraillage ……31
III.2.4.a. À L'E.L.U ……..31
III.2.4.b. Vérification à l'E.L.S ……33
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant ……35
III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……36
III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme ……36
III.2.Plancher à corps creux ……37
III.2.1. Etude de la dalle de compression ……37
III.2.2. Etude des poutrelles ……39
III.2.2.A. Avant coulage ……...39
III.2.2.B. Après coulage ……42
III.3. Les escaliers ……52
III.3.1. Pré dimensionnement ……..52
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges ……...55
III.3.2.1. charges permanentes ……..55
III.3.2.2. Charge d'exploitation ……...55
III.3.3. Détermination des sollicitations ……..56
III.3.4. Détermination des efforts ……56
III.3.5. Ferraillage des escaliers ……59
III.3.5. Calcul de la poutre palière ……....63
III.3.5.1.Pré dimensionnement ……..63
III.3.5.2. Evaluation des charges ……64
III.3.5.3. Calcul des efforts ……...64
III.3.5.4. Ferraillage de la poutre palière……...65
III.4. Les dalles pleines ……69
III.4.1. Hypothèses de calcul ……...69

III.4.2. Principe de calcul ……70
III.4.3. Evaluation des sollicitations ……71
III.4.4. Calcul du ferraillage ……72
III.5. La dalle machine ……75
III.5.1. Introduction ……75
III.5.2. Pré dimensionnement ……..75
III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation ……76
III.5.3.a. Charges permanentes G ……76
III.5.3.b. Poids de la machine supportée ……..76
III.5.3.c. La charge d'exploitation ……77
III.5.4. Calcul des sollicitations ……...77
III.5.5. Calcul du ferraillage ……..……..79

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction ……83
IV.2. Classification de l'ouvrage selon sa configuration ……83
IV.2.1. Régularité en plan ……..83
IV.2.2. Régularité en élévation ……84
IV.3. Caractéristiques dynamiques de la structure ……..84
IV.3.1 Centre de masse ……..84
IV.3.2. Centre de torsion ……87
IV.3.3. Excentricité ……..91
IV.3.3.1. Excentricité théorique (statique) ……91
IV.3.3.2. Excentricité accidentelle ……..92
IV.3.3.3. Effets de la torsion accidentelle ……93
IV. 4. Choix de la méthode de calcul ……...94
IV.4.1. Introduction ……94
IV.4.2. Méthode statique équivalente ……94
IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale ……..94
IV.4.3.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale……94
IV.4.3.2. Principe ……94
IV.4.3.3. Modélisation de la structure ……94
IV.4.3.4. Le spectre de réponse de calcul ……95

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique ……..….97
IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes ……..…98
IV.5.2. Vérification de participation massique ……99
IV. 5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..…99
IV. 5.4. Vérification de la stabilité au renversement ……..101
IV. 5.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……..102
IV. 5.4.2. Moment de renversement ……...105
IV. 5.4.3. Moment stabilisant ……105
IV.5.5. Vérification des déplacements ……..106
IV. 5.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..109

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction ……111
V.2. Etude thermique ……111
V.2.1. Effets de la température ……..111
V.2.2. Contraintes thermiques ……111
V.2.3. Calcul à l'aide du logiciel (ROBOT PROFESSIONAL 2010) ……...112
V.3. Combinaisons des charges ……112
V.3.1. Combinaisons exigées par le " CBA 93 "……112
V.3.2. Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 "……...112
V.4. Ferraillage des poutres ……...113
V.4.1. Introduction ……..113
V.4.2. Recommandation RPA99 ……113
V.4.2.1. Les armatures longitudinales ……113
V.4.2.2. Les armatures transversales ……114
V.4.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93….115
V.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S par le C.B.A93…….117
V.4.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……119
V.4.6. Calcul des armatures transversales ……..120
V.4.7. Vérifications préliminaires de la flèche ……...121
V.5. Ferraillage des poteaux ……122
V.5.1. Introduction ……122
V.5.2. Détermination des armatures longitudinales ……..122

V.5.2.1. Recommandation des règlements ……122
V.5.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage ……..123
V.5.2.3. Etat limite de stabilité de forme ……123
V.5.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……124
V.5.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 ……..128
V.5.3. Détermination des armatures transversales ……129
V.5.3.1. Contrainte de cisaillement ……129
V.5.3.2. Contrainte tangente admissible τu ……129
V.5.3.3. Vérifications des contraintes tangentielles ……130
V.5.3.4. Calcul des armatures transversales ……...131
V.5.3.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……..133
V.6.Ferraillage des voiles ……...135
V.6.1. Introduction ……135
V.6.2.Recommandations réglementaires ……135
V.6.2.a. Armatures verticales ……..135
V.6.2.b. Armatures horizontales ……136
V.6.2.c. Armatures transversales ……137
V.6.2.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93) ……137
V.6.3.Calcul des armatures ……138
V.6.3.a. Armatures verticales ……...138
V.6.3.b. Armatures horizontales ……..146
V.6.3.c. Armatures transversales ……149

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction ……150
VI.2. Caractéristiques du sol ……150
VI.3. Choix du Type de fondation ……150
a. Vérification du chevauchement entre les semelles ……151
b. Dimensionnement des semelles isolées ……152
c. Dimensionnement des semelles filantes ……154
VI.4. Ferraillages ……156
VI.4.1. Ferraillage des semelles isolées ……156
VI.4.2. Ferraillage des semelles filantes ……158

VI.4.2.a. Ferraillage transversal des semelles filantes ……..……158
V.4.2.b. Ferraillage longitudinale des semelles filantes ……161
VI.5. Mur de soutènement ……..167
VI.5.3. Poussées des terres ……168
VI.5.4. Calcul du ferraillage ……...168
VI.5.4.a. Ferraillage du rideau ……168
VI.5.4.b. Ferraillage de la semelle ……..169
VI.6. Etude des longrines ……...170
VI.6.1.Pré dimensionnement ……170
VI.6.2. Sollicitations ……...170
VI.6.2. Ferraillage ……..170

CONCLUSION GÉNERALE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1. Diagramme contrainte - déformation du béton……..……..7
Figure I.2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier…….……..8

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux……..…12
Figure II.2. Double et simple cloison……....14
Figure II.3. Composants du plancher terrasse……..…15
Figure II.4. Composants d'un plancher courant……..…..16
Figure II.5. Dimensions du corps creux…….…...16
Figure II.6. Composants d'un plancher terrasse (dalle pleine)……..…17
Figure II.7. Composants d'un plancher courant (dalle pleine)……..……18
Figure II.8. Section réduite du poteau…….……..21
Figure II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….……23
Figure II.10. Les poutres principales et poutres secondaires…….…...27
Figure II.11. Coupe de voile en plan (gauche) voile en 3D (droite)…….……28

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

Figure III.1. L'acrotère……..……30
Figure III.2. Section de B.A à l'ELU…….……...32
Figure. III.3. Ferraillage de l'acrotère…….……..36
Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression…….....38
Figure III.5. Schématisation de la poutrelle avant coulage……...39
Figure. III.6. Choix de disposition des étaiements……...….40
Figure III.7. Travée avec un seul étai au milieu……...……..…41
Figure III.8. Poutrelle à 4 travées……..….44
Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELU……..……..44
Figure III.10.Diagramme d'effort tranchant à L'ELU……..……44

Figure III.11.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELS ……....….45
Figure III.12. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)……..46
Figure III.13. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche)…...51
Figure III.14. Représentation d'un escalier……..52
Figure III.15. Dimensions de l'escalier (volée1)……..52
Figure III.16. Dimensions de l'escalier (volée2)……..54
Figure III.17. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU……..…57
Figure III.18. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS……..…….58
Figure III.19. Dimensionnement de la poutre palière……...……63
Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière……..64
Figure III.21. Différents efforts dans la poutre palière (ELU)…….…65
Figure III.22. Différents efforts dans la poutre palière (ELS)……...65
Figure III.23. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 2 cotés……...69
Figure III.24. Dimensions de la dalle machine……....75
Figure III.25. Dimensions de la dalle machine…….…76
Figure III.26. Les lignes de rupture……..….77
Figure III.27. La vérification de non poinçonnement…….…..82

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

Figures IV.1.disposition des voiles aux ES, RDC et (1^{er} ,$2^{ème}$,$3^{ème}$,$4^{ème}$,$5^{ème}$ et $6^{ème}$) étages (vue 2D)……...85
Figures IV.2.disposition des voiles au denier étages (vue 2D)…….85
Figures IV.3.disposition des voiles aux ES, RDC et étages (vue 3D)……..86
Figure .IV.4. Caractéristiques géométriques d'un poteau carré……....88
Figure .IV.5. Caractéristique géométriques d'un refend plein……..88
Figure .IV.6. Caractéristique géométriques d'un refend avec une seule ouverture…….…89
Figure V.7. Caractéristiques géométriques de voile avec ouvertures…….….90
Figure IV.8. Spectre de réponse……97
Figure IV.9. Le comportement des trois premiers modes……..…..98
Figure IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……102
Figure IV.11. Distribution des forces sismiques……....103
Figure IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X et Y)……...104

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres…….118
Figure V.2. Définition de la zone nodale dans les poteaux…….123
Figure V.3.Disposition des armatures pour les poteaux…….134
Figure V.4.Disposition des armatures verticales dans les voiles……137
Figure V.5. Disposition des voiles……..138
Figure V.6. Les armatures transversales et les épingles……...…149

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles…….151
Figure VI.2. Semelle isolée sous poteau…….152
Figure VI.3. Choix final des semelles ……154
Figure VI.4. Semelle filante ……...158
Figure VI.5. Pré dimensionnement du mur de soutènement……...167

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1. Dimensions du bâtiment ……...……1
Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….……6
Tableau I.3. Caractéristique des matériaux……...……10

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1. Charges permanente du mur simple cloison……...…….14
Tableau II.2. Charges permanente du mur double cloison……...…….14
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)…...……15
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..…..16
Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)……..17
Tableau II.6. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……18
Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres…….…..19
Tableau II.8. Calcul de $\overline{N_u}$……22
Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations……..24
Tableau II.10. Vérifications du (1,1 Nu ≤ $\overline{N_u}$)……..25
Tableau II.11. Vérifications de coffrage des poteaux……...……26
Tableau II.12. Vérification aux zones nodales……...……27

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

Tableau III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……..…….31
Tableau III.2. Les efforts…….…….…….31
Tableau III.3. Les données…….…….……..31
Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage…….……40
Tableau III.5. Calcul des moments……...40
Tableau III .6. Calcul de nombre d'étaiement……..…41
Tableau III.7. Méthode de CAQUOT ……..……43
Tableau III.8. Evaluation des charges et surcharges……..…43

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)……..…….44
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)…….45
Tableau III.11.Récapitulation des efforts internes……45
Tableau III.12. Calcul et vérification des armatures longitudinales……..…47
Tableau III.13.Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..48
Tableau III.14.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….……49
Tableau III.15. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……50
Tableau III.16.Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……..51
Tableau III.17. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier……55
Tableau III.18. Charge permanente du palier de repos……....55
Tableau III.19. Combinaison des charges de l'escalier ……..….56
Tableau III.20. Récapitulations des efforts internes…….…….58
Tableau III.21. Les données……..59
Tableau III.22. Calcul des sections d'acier de l'escalier……...…….59
Tableau III.23. Les armatures de répartition…….……59
Tableau III.24. Vérification de l'espacement ……...60
Tableau III.25. Vérification à l'ELS ……..…..60
Tableau III.26. Vérifications préliminaires de la flèche des escaliers ……61
Tableau III.27. Vérification de la flèche des escaliers ……...…..62
Tableau III.28. Pré dimensionnement de la poutre palière……..63
Tableau III.29. Les efforts agissants sur une poutre palière ……...64
Tableau III.30. Les données……..65
Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de la poutre palière……65
Tableau III.32. Vérification à l'E.L.S ……..66
Tableau III.33.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……...66
Tableau III.34. Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière ……...…68
Tableau III.35.Evaluations des sollicitations……....71
Tableau III.36. Les données……..72
Tableau.III.37. Ferraillage de la dalle pleine……72
Tableau III.38. Les armatures de répartition……...……..73
Tableau III.39. Vérification de l'espacement ……..….73
Tableau III.40. Calcul de M service…….74
Tableau III.41. Vérification à l'ELS…….74
Tableau III.42. Vérifications préliminaires de la flèche de la dalle machine ……..….74

Tableau III.43. Charges permanentes……....76
Tableau III.44. Les charges concentrées ……..……76
Tableau III.45. Détermination des chargements de la dalle……..77
Tableau III.46. Les données……..79
Tableau III.47. Calcul des sections d'acier de la dalle……..……79
Tableau III.48. Calcul de M service……..……81
Tableau III.49. Vérification à l'ELS……..…81
Tableau III.50. Vérifications préliminaires de la flèche de la dalle machine ……..…82

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse……..86
Tableau IV.2. Calcul du centre de torsion……....91
Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique……..91
Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité accidentelle……..……92
Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité totale……93
Tableau IV.6. Coefficient d'accélération de zone A……95
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q……...…96
Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes ……98
Tableau IV.9. Coefficient de participation massique……....99
Tableau IV.10. Calcul de la force sismique……...101
Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……101
Tableau IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X……103
Tableau IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…104
Tableau IV.14. Calcul du moment de renversement ……105
Tableau IV.15. Calcul du moment stabilisant……....105
Tableau IV.16. Vérification de stabilisation……...106
Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens X……107
Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens Y……....108
Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens X……....109
Tableau IV.20. Vérification l'effet P-Δ sens Y……110

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tableau V.1. Les données de calcul……....113
Tableau V.2. Ferraillage longitudinales des poutres principales……...…….114
Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires……....115
Tableau V.4. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA……116
Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……..116
Tableau V.6.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……117
Tableau V.7.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……...118
Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$……...119
Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……...119
Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……....119
Tableau V.11. Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement……120
Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres……...121
Tableau V.13. Calcul de ferraillage longitudinal des poteaux à ELU……125
Tableau V.14. Vérification des armatures longitudinales à ELS……129
Tableau V.15. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux……130
Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements……133
Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales……..133
Tableau V.18.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol (sens x), d'épaisseur 20cm…..139
Tableau V.19.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol (sens y), d'épaisseur 20cm…..139
Tableau V.20.Ferraillage verticales des voiles du RDC et du 1er étage (sens x), d'épaisseur 15cm……140
Tableau V.21.Ferraillage verticales des voiles du RDC et de 1er étage (sens y), d'épaisseur 15cm……140
Tableau V.22.Ferraillage verticales des voiles du 2ème ,3ème et 4ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm……141
Tableau V.23.Ferraillage verticales des voiles du 2ème ,3ème et 4ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm……141
Tableau V.24.Ferraillage verticales des voiles du 5ème et 6ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm……142
Tableau V.25.Ferraillage verticales des voiles du 5ème et 6ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm……142
Tableau V.26. Ferraillage verticales des voiles du 7ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm….143

Tableau V.27. Ferraillage verticales des voiles du 7ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm….143
Tableau V.28. Vérification des contraintes à l'état limite de service de l'entre sol……...144
Tableau V.29. Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages……145
Tableau .V.30. Vérification des voiles a l'effort tranchant…….146
Tableau .V.31. Armatures horizontales……..148

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau. VI.1. Dimensionnement des semelles isolées……...…152
Tableau. VI.2.Vérification du chevauchement entre les semelles……..153
Tableau. VI.3.Dimensionnement des semelles filantes sous mur……...154
Tableau VI.4. Dimensions des semelles filantes sous poteaux……...155
Tableau VI.5. Dimensions des semelles filantes sous voile (SF10 et SF11)……..155
Tableau VI.6. Dimensions de la semelle isolée S1'……156
Tableau VI.7. Ferraillage de la semelle isolée S1'……...…157
Tableau VI.8. Ferraillage des semelles filantes……..159
Tableau VI.9. Armatures de répartition des semelles filantes (SF10 etSF11)……159
Tableau VI.10. Longueur de scellement…….160
Tableau VI.11. Dimensionnement de la poutre de libage……...161
Tableau VI.12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……162
Tableau VI.13. Calcul des moments de la poutre de libage……163
Tableau VI.14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……...164
Tableau VI.15. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS...165
Tableau VI.16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……166

NOTATIONS

Majuscules romaines :

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

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

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

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : rez-de-chaussée.
SF : semelle filante.
PL :poutre de libage.

Introduction générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises durant la formation de Master par le calcul détaillé d'une structure, en utilisant les règlements en vigueur.

Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par la Société d'Etudes Techniques et d'Architectures de Médéa (S.E.T.A.M).

Le thème à traiter est l'étude d'un bâtiment à usage multiple comportent un entre sol commercial, un RDC et 07 étages à destination d'habitation (R +7+entre sol) implanté dans la wilaya de Blida.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, ainsi, leur pré dimensionnement et aussi le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines). Cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.
- Le chapitre IV présente les différentes caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion et l'excentricité), ainsi que l'étude dynamique qui a été menée par l'utilisation du logiciel de calcul par élément finis Robobat.
- L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure est présentées au chapitreV.
- L'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable, le calcul et le ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, font l'objet du chapitre VI.
- Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage:

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (usage d'habitation avec des locaux commerciaux), il nous a été confié par la « SETAM de Medea».

Notre projet comportant un entre sol commerciales, un RDC et 07 étages à destinations d'habitation avec terrasse inaccessible (RDC+7+Entre-sol). Décroché en plan et en élévation avec un contreventement mixte.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"
- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"

I.2. Caractéristique de la structure :

I.2.1. Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté dans la wilaya de « Blida » classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (zone III), il est classifié dans le groupe d'usage 2 d'importance moyenne.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Dimensions du bâtiment

Dimension en plan	Dimension en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lo=30,40 m Largeur totale du bâtiment : La= 16.72 m	Hauteur du entre-sol : hs =4,50 m Hauteur de RDC : hr =3,23 m Hauteur de l'étage courant : h=3,23 m Hauteur totale du bâtiment : H =30,34 m

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment a une hauteur supérieure à 11m, donc selon règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques-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.

Les portiques doivent reprendre, outre que les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. [1] « Art [3.4. A.4.a] »

I.3.2. Plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique : qui peut être assurée par un revêtement de sol approprié.

I.3.3. Voiles :

Les voiles sont des murs de contreventement ; réalisés en béton armé coulés sur place, et qui ont une épaisseur minimale de 15 cm.

I.3.4. Maçonnerie :

On a deux types :

- Murs extérieurs ou des façades : ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10 + 10) cm d'épaisseur et 5cm pour la lame d'aire qui assure l'isolation thermique.
- Murs intérieurs (ou murs de séparation) : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ❖ Carrelage de 2 cm pour les chambres, les halles et les escaliers.
- ❖ Faïence recouvrant tous les murs dans les salles d'eau et les cuisines.
- ❖ Enduit de plâtre pour Les plafonds, les voiles, les murs intérieurs.
- ❖ Mortier de ciment pour les murs intérieures et crépissages des façades extérieurs.

I.3.6. L'acrotère :

Il sera réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse, sous forme de petit mur en béton armé de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

- ✓ Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier).

I.3.7. L'escalier :

La circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées à partir du RDC et assure la circulation jusqu'au dernier niveau.

I.3.8. L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.9. 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, pour cela on utilise soit des semelles (isolées ,filantes) ou un radier général, si non des semelles sur pieux.

Le choix des fondations se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol, les surcharges et la contrainte admissible.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1 Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau de gâchage. Défini du point de vue mécanique par sa résistance à 28 jours, qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage de ciment
- La qualité d'eau
- L'âge du béton

I.4.2. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.4.3. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le 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, ils ont une bonne adhérence l'un à l'autre, et ils ont sensiblement le même coefficient de dilatation thermique.

Pour l'établissement des projets, dans l'état courant, le ciment utilisé c'est le CPJ 42.5 (ciment portland composé classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m^3, destiné à offrir une résistance (f_{c28} = 25 MPa à 28 jours) escomptée et à présente une protection efficace des armatures.

I.4.3.1. Résistance du béton :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression : [2] « Art [A.2.1.1.1] »

La résistance à la compression du béton à vingt-huit jours est notée par la valeur caractéristique : f_{c28}=25 MPa

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40+0{,}95j} f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40MPa$$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction: [2] « Art [A.2.1.1.2 »

La résistance à la traction du béton à « j » jours, désigné par(f_{tj}) est déterminée par trois essais :

- Essai de traction directe ;
- Essai de traction par fendage ;
- Essai de traction par flexion.

Elle est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{Pour} \qquad f_{cj} \leq 60\ MPa$$

Pour 28 jours on aura :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06.(25) = 2{,}1\ MPa$$

I.4.3.2. Module d'élasticité :

a) Module de déformation longitudinale :

- Module de déformation longitudinale instantané du béton « E_{ij} » est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{[MPa]} \qquad \text{[2] « Art [A.2.1.2.1] »}$$

Pour 28 jours on aura : $E_{i28}=11000\sqrt[3]{25}=32164.2$ MPa

- Module de déformation longitudinale différée du béton « E_{vj} » **:**

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{[MPa]} \qquad \text{[2] « Art [A.2.1.2.2] »}$$

Pour 28 jours on aura : $E_{v28} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.86$ MPa

b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

E : module de Young.

I.4.3.3. coefficient de poisson : [2] « Art [A.2.1.3] »

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.4.4. Les aciers :

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 importante 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.4.4.1. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	FeE 400	T ≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0 ≤Ø ≤ 6	520

I.4.4.2. Le module d'élasticité longitudinale : [2] « Art [A.2.2.1] »

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 :

$$E_s = 2 \times 10^5\ MPa$$

I.4.5. Principe de calcul du CBA93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (ELU) basé sur :
  - Equilibre statique.
  - La résistance de l'un des matériaux.
  - La stabilité de forme.
- Etat limite de service (ELS) basé sur :
  - La compression du béton.
  - L'ouverture des fissures.
  - La déformation.

I.4.5.1. ELU de résistance :

a) **Contrainte du béton en compression :** [2] « Art [A.4.3.4.1] »

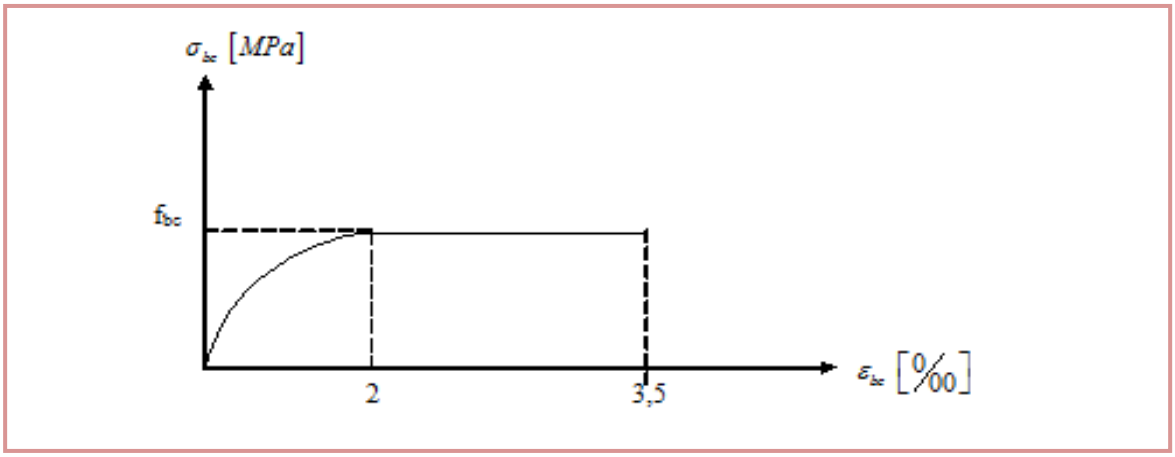


Figure I.1. Diagramme contrainte - déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\ f_{cj}}{\theta.\gamma_b} \qquad \text{[MPa]}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

γ_b : 1,5 ……...situation durable ;

γ_b : 1,15 …….situation accidentelle.

θ : coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

θ = 1 : si la durée d'application de la combinaison d'action est supérieur à 24 heures.

θ = 0,9 : si la durée d'application est comprise entre 1h et 24 heures.

θ = 0,85: si la durée d'application est inférieure à 1h.

Pour: f_{c28} = 25 MPa; θ = 1 ; γ_b = 1,5 ; on aura :$\overline{\sigma_{bc}}$ = 14.2 MPa

b) Contrainte ultime de cisaillement :

La Contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4\ MPa\right)$$

c) **La contrainte limite de l'acier :** [2] « Art [A.2.2.2] »

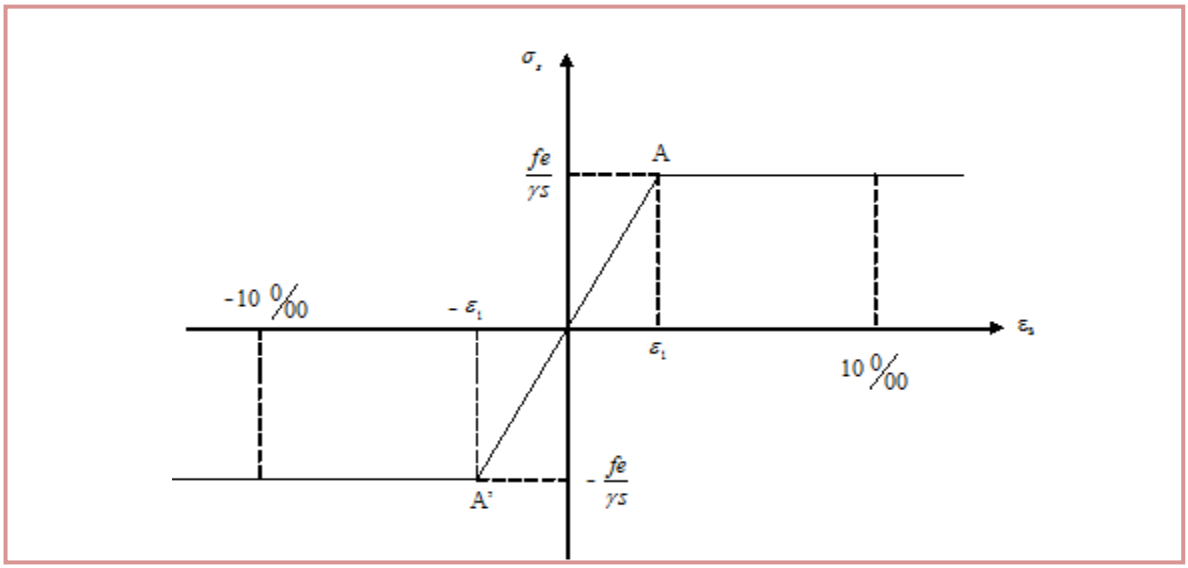


Figure I.2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier

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

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité dans les aciers

γ_s=1.15 ……situation durable.

γ_s=1…..……situation accidentelle.

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

Pour les aciers à haute adhérence :

$fe = 400\,MPa$ $\gamma_s = 1{,}15 \Rightarrow \sigma_s = 348MPa$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400MPa$

Pour les aciers ronds lisses :

$fe = 235\,MPa$ $\gamma_s = 1{,}15 \Rightarrow \sigma_s = 204MPa$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 235MPa$

Pour les aciers soudés :

$fe = 520\,MPa$ $\gamma_s = 1{,}15 \Rightarrow \sigma_s = 452{,}17MPa$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 520MPa$

I.4.5.2. A l'E.L.S :

a) E.L.S de compression de béton : [2] « Art [A.4.5.2] »

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

A l'E.L.U de service σ_b doit être inférieur à $\overline{\sigma_b}$.

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

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

- **Fissurations peu nuisibles :** aucune vérification à effectuer.

- **Fissurations préjudiciables** : [2] « Art [A.4.5.3.3] »

$$\overline{\sigma_s} = \min \leq \left({}^{2}/_{3}\, f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$$

❖ **Fissurations très préjudiciables :** [2] « Art [A.4.5.3.4] »

$$\bar{\sigma_s} \leq min\left(0{,}5f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$$

Avec : η : Coefficient de fissuration tel que :

η =1 : pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

η =1.6 : pour les aciers de haute adhérence (HA > 6 mm)

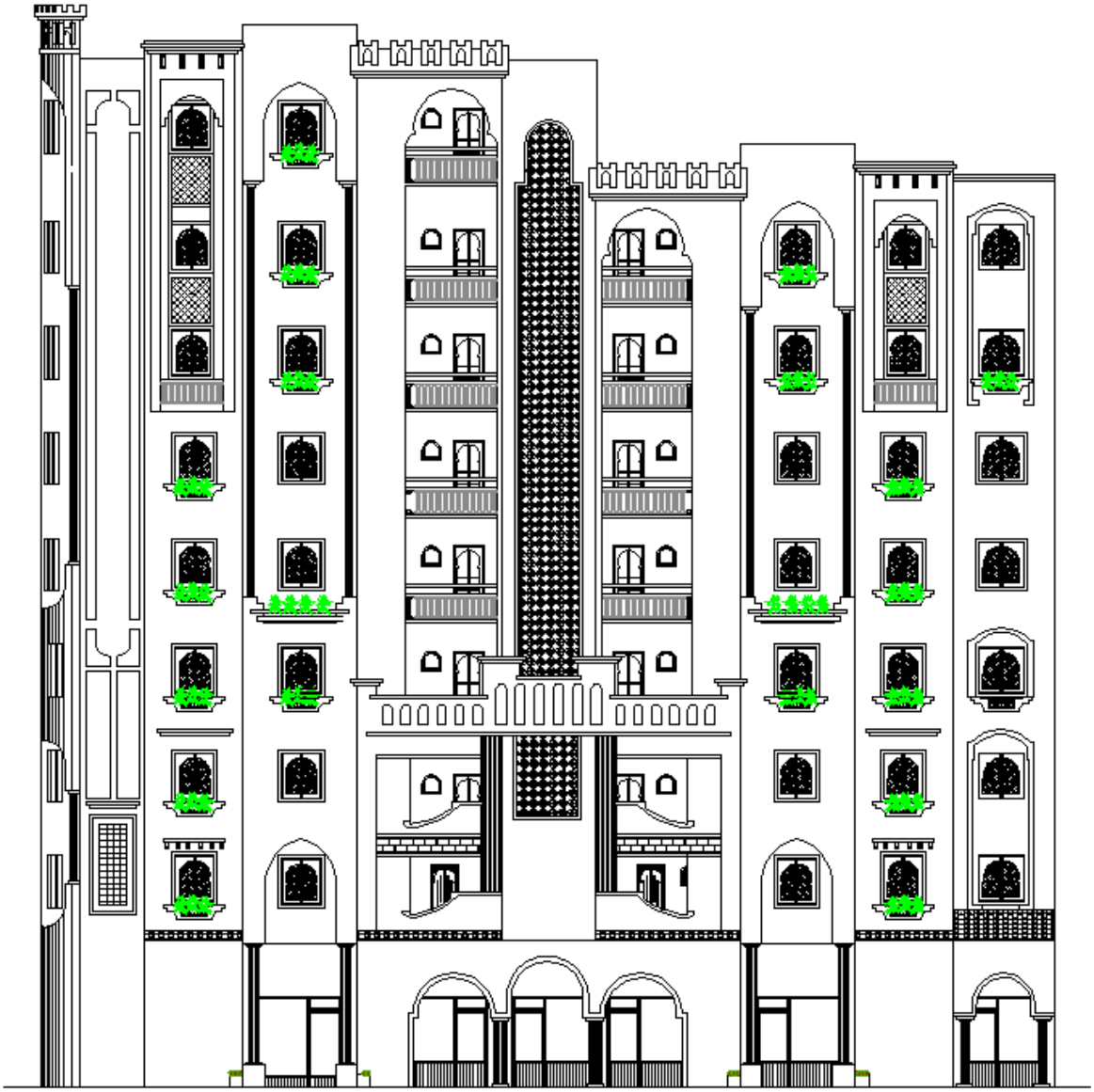
η=1.3 : pour les aciers de haute adhérence (HA < 6 mm)

fe : Limite élastique des aciers utilisés.

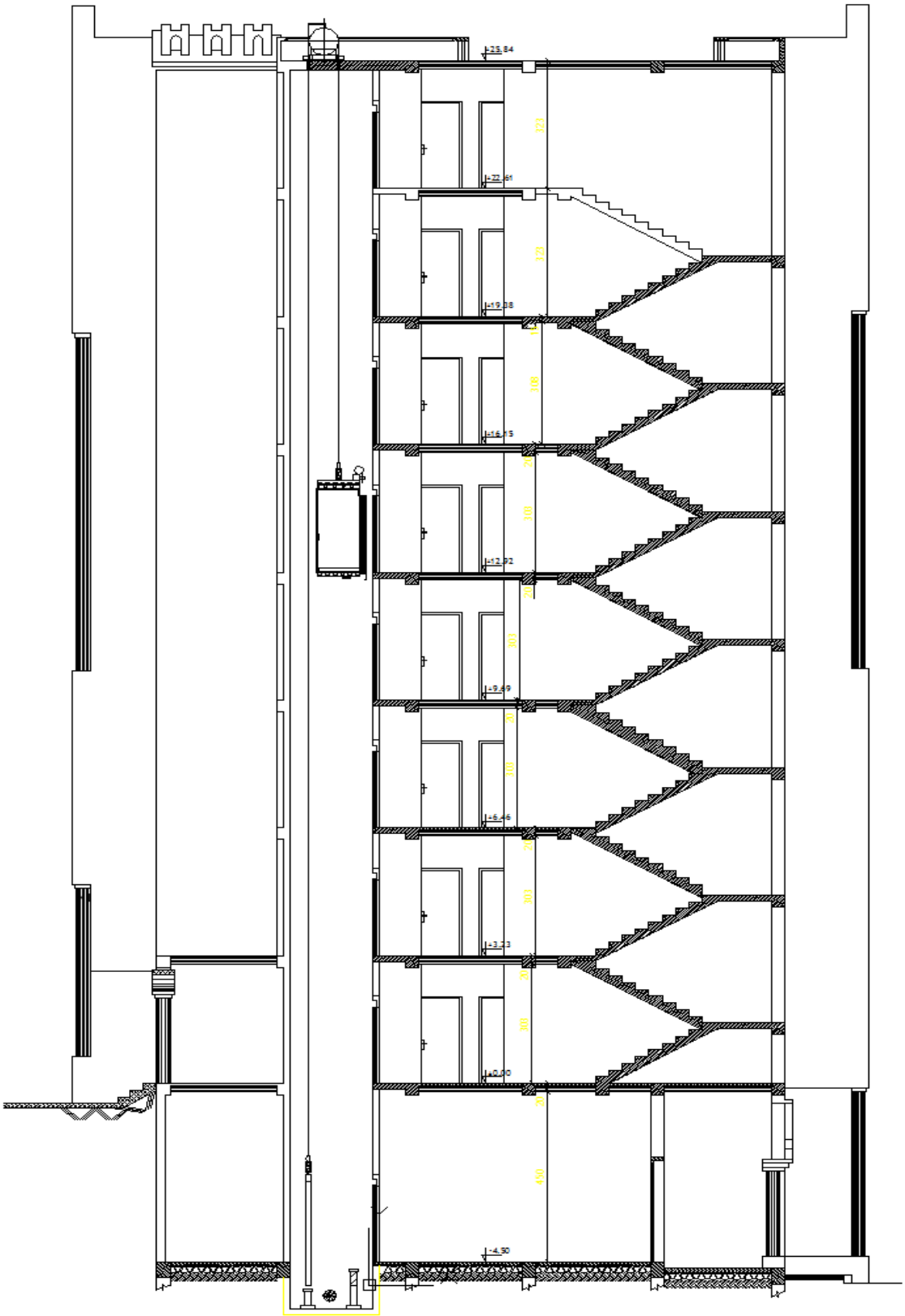
Conclusion : Pour notre projet les valeurs utilisées sont :

Tableau I.3. Caractéristique des matériaux

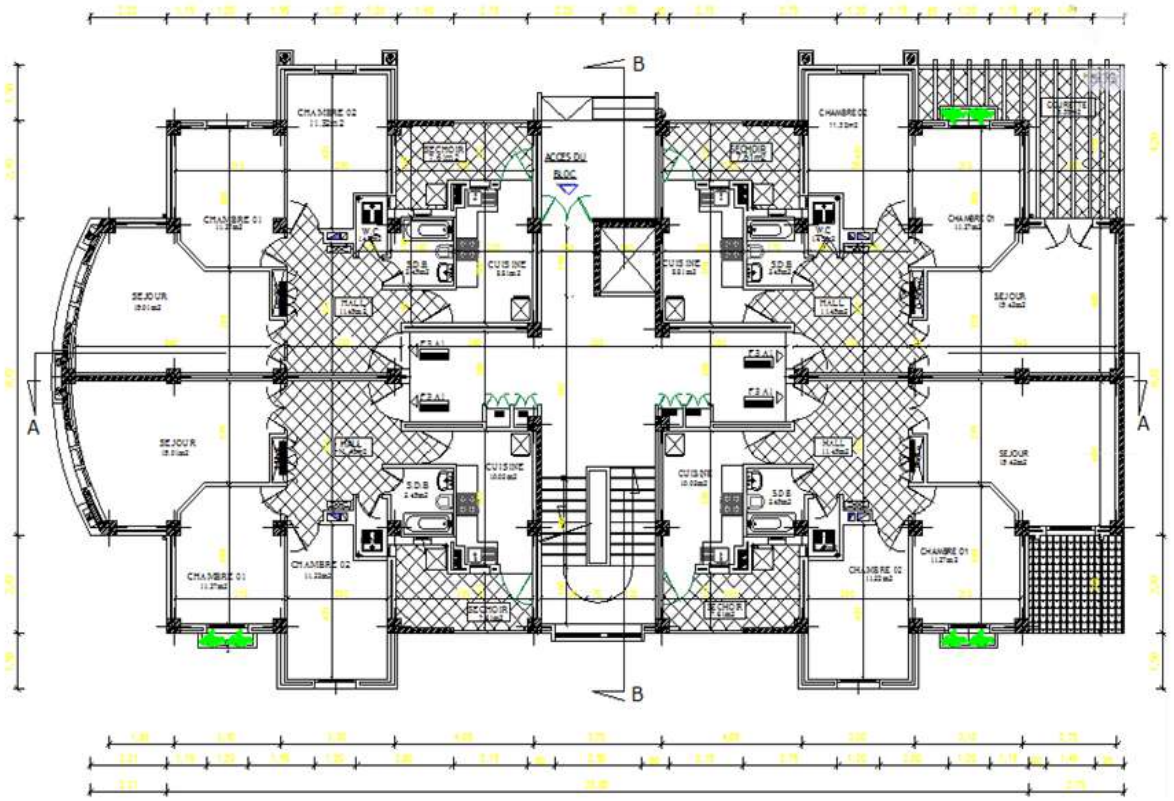
$f_{c\,28}$ (MPa)	25.0	
$f_{t\,28}$ (MPa)	2.1	
$E_{i\,28}$ (MPa)	32164.2	
$E_{v\,28}$ (MPa)	10819.0	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14.20
	Situation accidentelle	18.50
σ_{bc} service (MPa)	15.00	
τu (MPa) : situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.50
f_e (MPa)	Armatures longitudinales (FeE400)	400
	Armatures transversales (FeE235)	235
$\bar{\sigma_s}$(MPa)	Fissuration préjudiciable pour les H.A	202



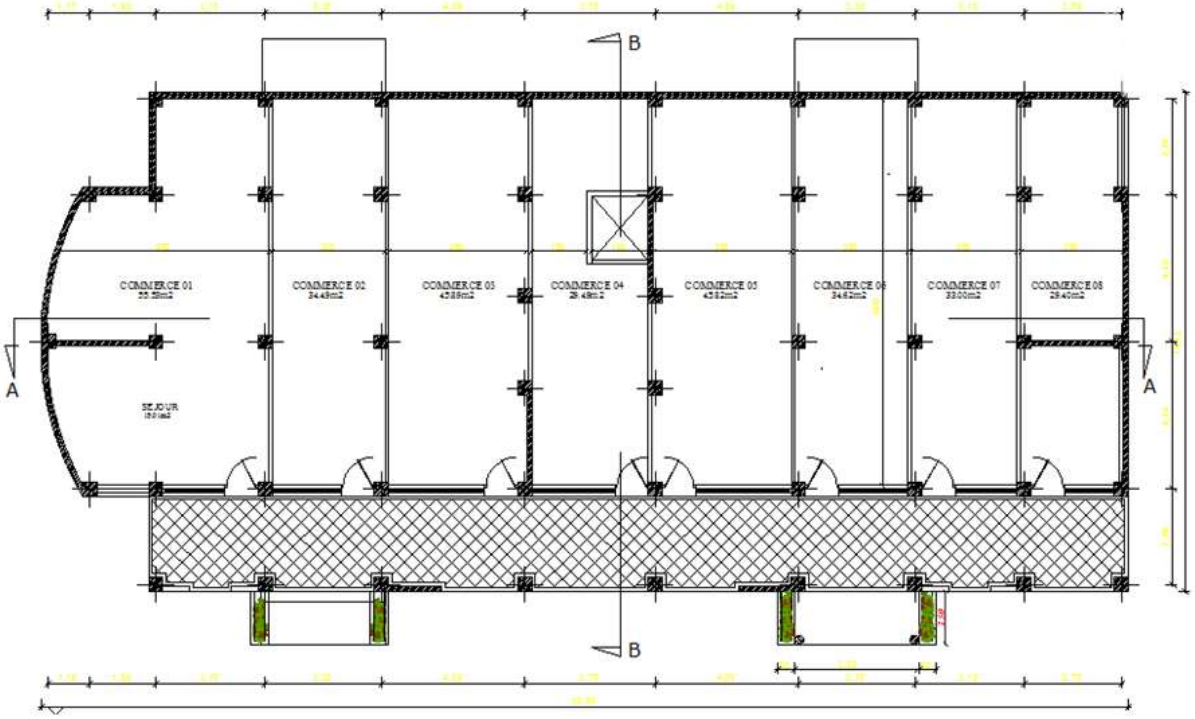
Vue de face



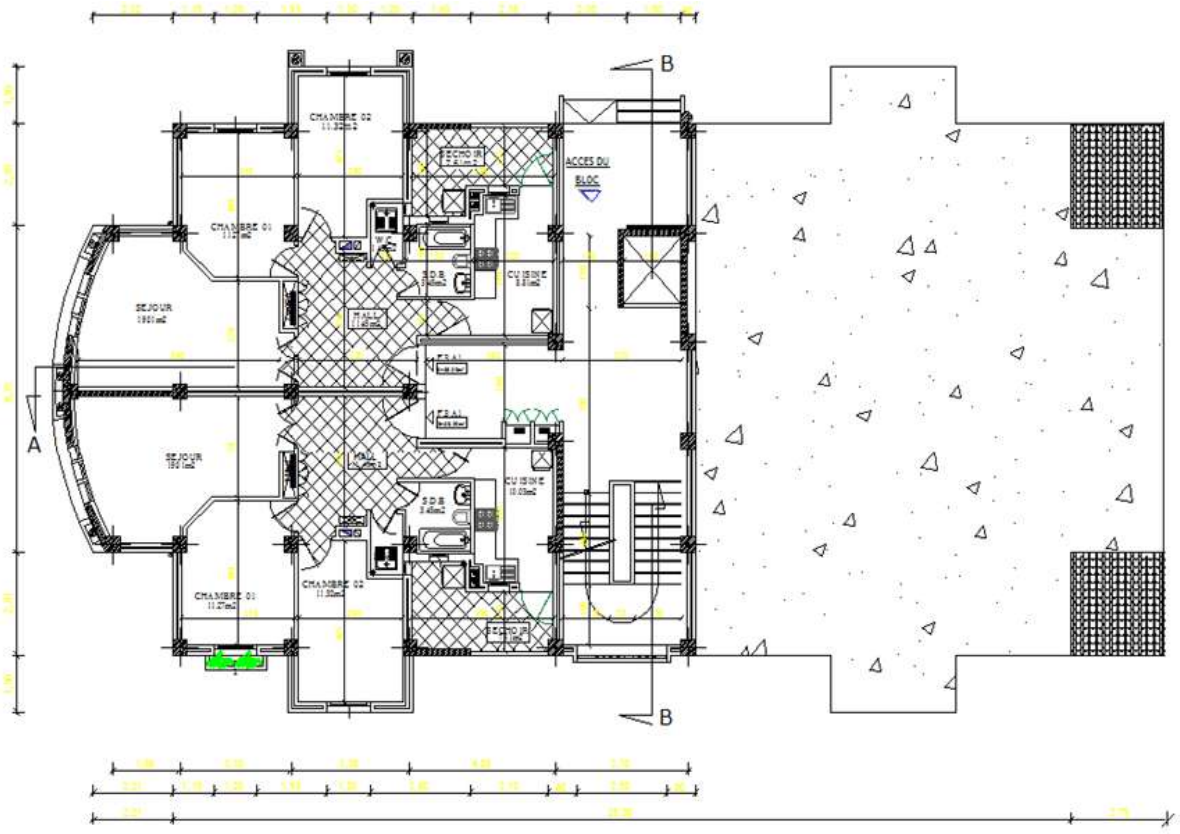
Coupe B-B



Vue en plan de l'entre sol



Vue en plan du RDC et 1-6ème étage



Vue en plan de 7ème étage

PRÉ DIMENSIONNEMENT

II. PRE DIMENSIONNEMENT :

II. 1. Introduction:

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire ; il permet de choisir les dimensions des éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003 et du CBA93, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

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

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

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales qui sert à limiter les étages, sa fonction principale est de résister et supporter les charges et les surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de plancher sont utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est déterminé par les deux formules suivantes:

- $(L/20) \geq h_t \geq (L/25)$ [2]
- $h_t \geq (L/22.5)$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L= 3,65 m.

D'où alors :

- $(365/20) \geq h_t \geq (365/25) \Rightarrow 18{,}25\text{cm} \geq h_t \geq 14{,}6\text{cm}$
- $h_t \geq (365/22.5) \Rightarrow h_t \geq 16{,}22$ cm

On adoptera h_t= 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : h_t = d+e

Avec :

- d=16cm (hauteur de corps creux).
- e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc h_t = (16+4) cm

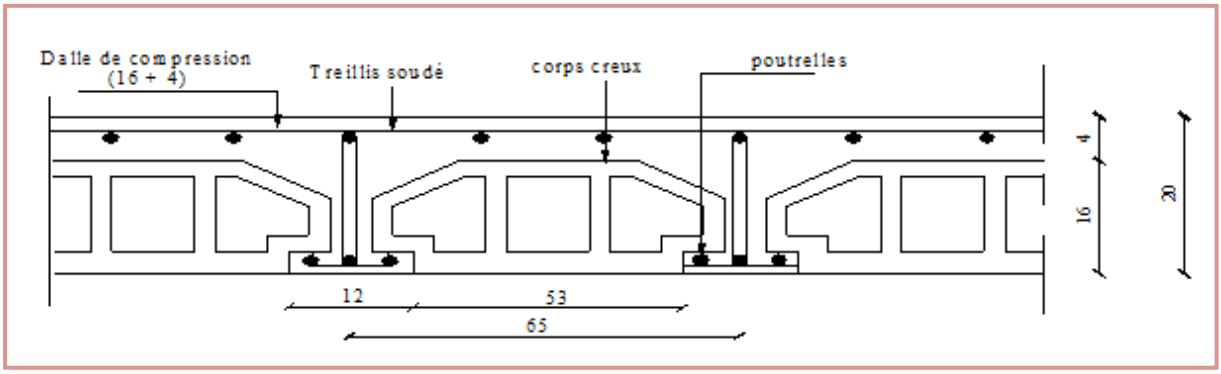


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

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

- $h_t \geq 16$ cm

D'où on a : h_t = 20 cm > 16 cm (C.V)

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'une poutrelle d'hauteur : h_t = 20 cm

II.2.2. Dalle pleine :

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

- **Critère de résistance :** [2]
  - pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

  - pour les dalles reposant sur 2 appuis :

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

Ou : ep : épaisseur de la dalle

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.95 m.

- $395/35 \leq ep \leq 395/30 \Rightarrow 11.28 \leq ep \leq 13.17$

- **Sécurité contre l'incendie :** [2]
  - ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
  - ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Condition d'isolation acoustique :** [2]
  - ep = 15 cm

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'une dalle d'épaisseur:

e = 15 cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II .3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II.1. Charges permanente du mur simple cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				1,62

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

Tableau II.2. Charges permanente du mur double cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,52

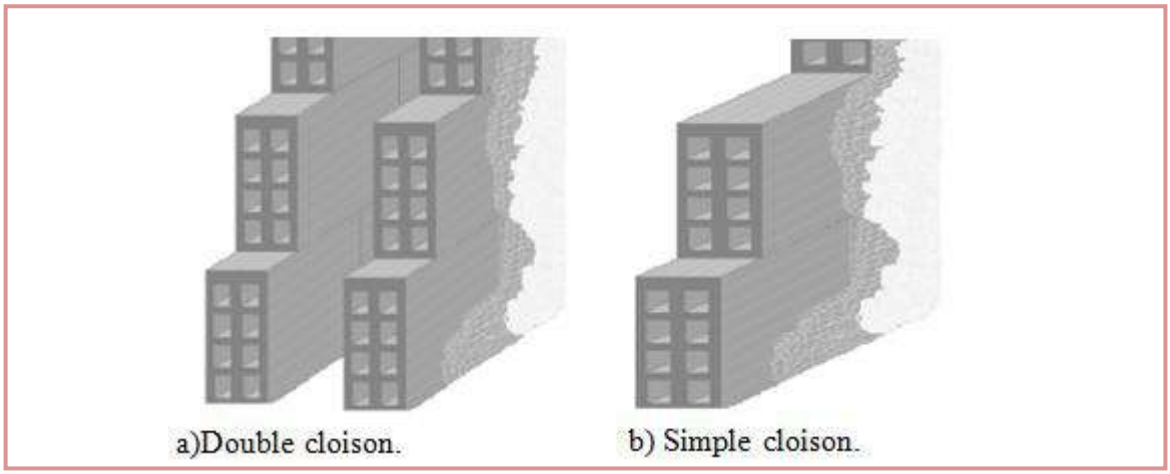


Figure II.2. Double et simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse (corps crreux) :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0 .04	4	0.16
7	Pare vapeur	0 .01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0 .02	10	0.20
Charge permanente G				6.54

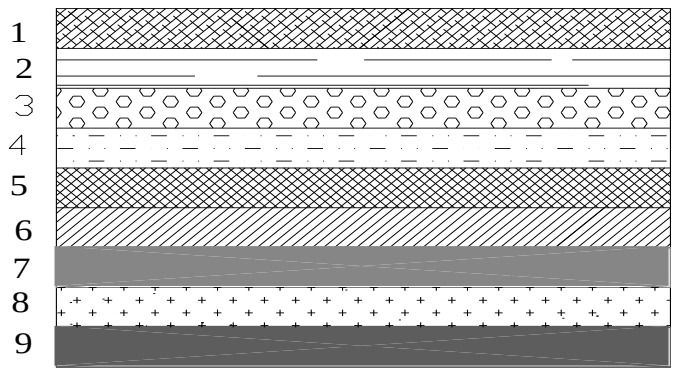


Figure II.3. Composants du plancher terrasse

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher terrasse est inaccessible : $Q = 1kN/m^2$

II.3.3. Plancher courant (corps creux) :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
Charge permanente G				6.00

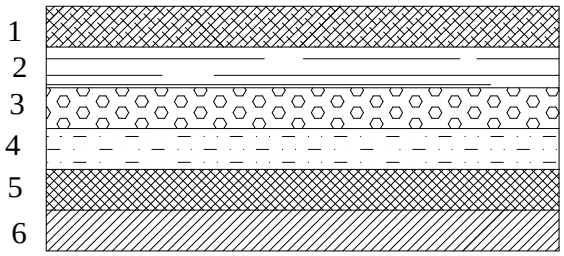


Figure II.4. Composants d'un plancher courant

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : $Q = 1.50\ KN/m^2$.

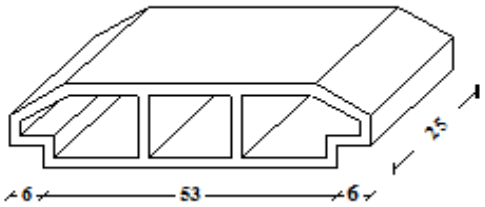


Figure II.5. Dimensions du corps creux

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.1. Plancher terrasse (dalle pleine) :

II.3.4.1.a. Charges permanentes :

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0 .04	4	0.16
7	Pare vapeur	0 .01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
9	Enduit de plâtre	0 .02	10	0.20
Charge permanente G				7.49

II.3.4.1.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher terrasse est inaccessible : $Q = 1kN/m^2$

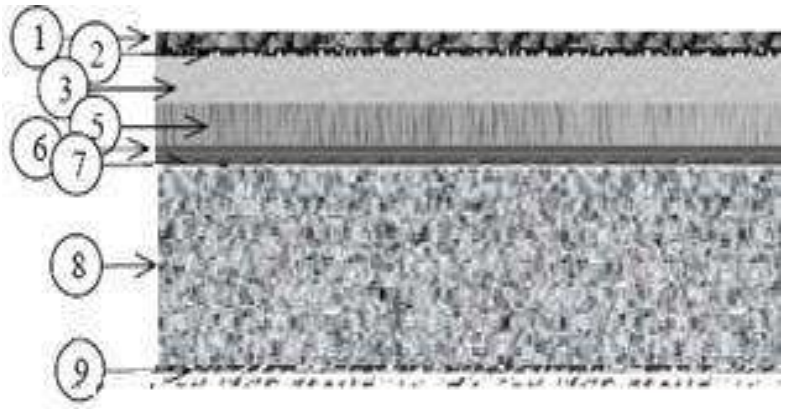


Figure II.6. Composants d'un plancher terrasse (dalle pleine)

II.3.4.2. Plancher courant (dalle pleine) :

II.3.4.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
Charge permanente G				6.95

II.3.4.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : $Q = 1.50\ KN/m^2$

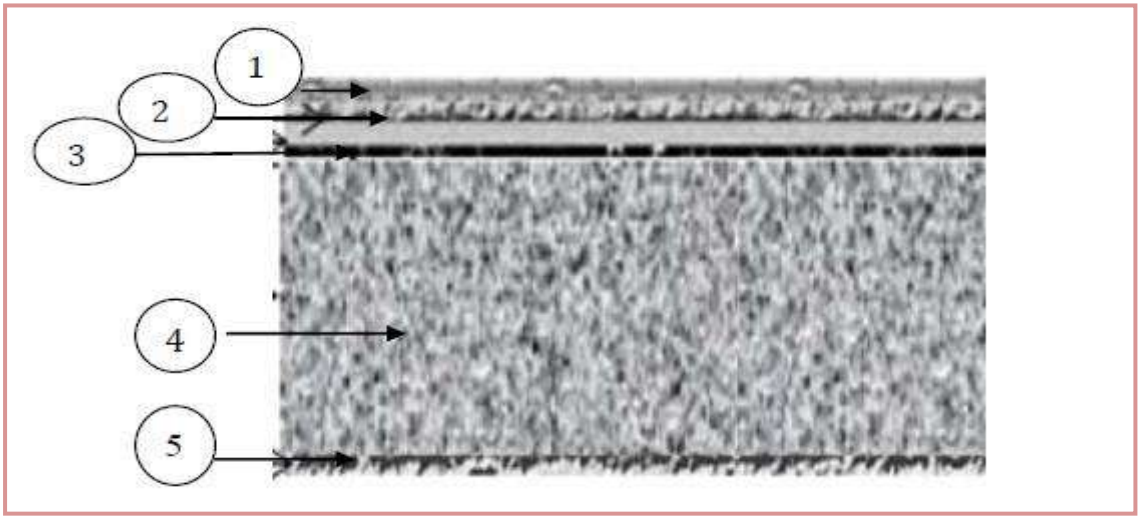


Figure II.7. Composants d'un plancher courant (dalle pleine)

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant 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).

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h [2]

Vérification vis-à-vis du RPA99 : [1] « [Art 7.5.1] »

Pour la zone III (zone de forte sismicité) ; selon le RPA 99, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

- b≥ 20 cm
- h≥ 30 cm
- h/b ≤ 4.0
- $b_{max} \leq 1.5\ h+b_1$ Avec $e \leq \max(b_1/2, h_1/2)$.

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens non porteur. Donc les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X.

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max} = 3,76 m 25,06cm ≤ h ≤ 37,6cm on adopte h= 35 cm 10,5cm ≤ b ≤ 24,5cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 3,65 m 24,33cm ≤ h ≤ 36,5cm on adopte h = 35 cm 10,5cm ≤ b ≤ 24,5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA	h = 35cm≥ 30 cm ; b=30cm≥20cm (h /b)=1,16 ≤ 4,0 (C.V)	h = 35cm≥ 30 cm ; b=30cm≥20cm (h /b)=1,16 ≤ 4,0 (C.V)
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0,093) ≥ (1/16=0,0625) (C.V)	(h/L=0,082) ≥ (1/16=0,0625) (C.V)
Conclusion	h= 35 cm ; b = 30 cm	h= 35 cm ; b = 30 cm

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G + 1,5Q).

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1 cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

Les étapes de pré dimensionnement sont:

- Choix du poteau le plus sollicité;
- Calcul de la surface reprise par le poteau;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau;
- Faire la justification des poteaux; dans le but de déduire la section du poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA version 2003 : [1] « [Art 7.4.1] »

II.5.1. Dimensions des poteaux :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

En Zone III, on a : $\begin{cases} \text{Min (b,h)} \geq 30\ \text{cm} \\ \text{min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$

Pour le cas de notre bâtiment on prend les poteaux de section carrés, et on adopte :

- Une section de (50×50) cm^2 pour l'entre sol, le RDC et le 1er étage.
- Une section de (45×45) cm^2 pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (40×40) cm^2 pour le 5ème, 6ème et le 7ème étage.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f : [2]

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

- $L_f = 0{,}7L_0$: 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.
- $L_f = L_0$: dans les autres cas.

Dans notre projet on a :

- Pour les étages courants, le RDC et l'entre sol on a : L_f =0.7 L_0
  - L_0 = 3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants et de RDC.
    L_f =0.7 ×3.23 = 2.26 m
  - L_0 = 4.5 m : est comptée entre face supérieure du RDC avec l'entre-sol.
    L_f = 0.7×4.5 = 3.15 m

II.5.3. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

L'effort normal admissible est :

$$\overline{N_u} = \left(\frac{B_r\, f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\,\frac{f_e}{\gamma_s}\right).\alpha \qquad \text{[2] « Art [B.8.4.1] »}$$

Avec :

- $\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».

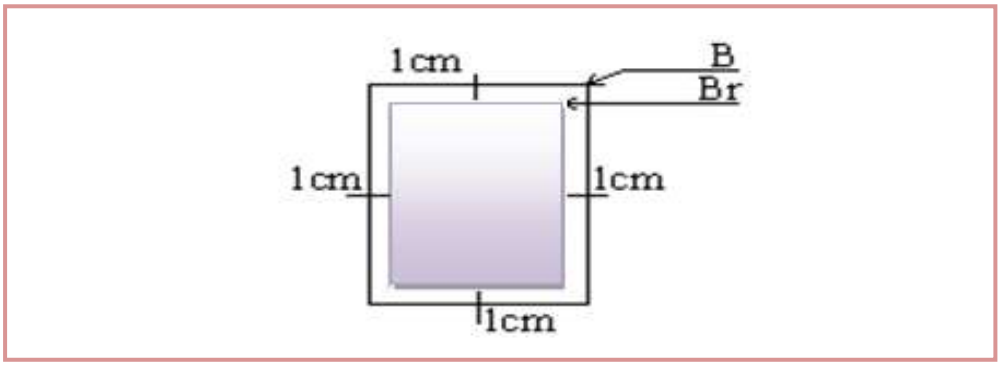


Figure II.8. Section réduite du poteau

- $\gamma_b = 1{,}50$ et $\gamma_s = 1{,}15$ Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau $\left(A = \frac{B}{1000}\right)$.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé: [2]

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ (section carré)}$$

Où :

λ: L'élancement géométrique.

i : Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement ($L_f = 0{,}7\ L_0$).

Tableau II.8. Calcul de $\overline{N_u}$

	Dimension	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N_u}$ (KN)
Le 7eme étage	40×40	144400	19,58	0,7999	160	2183,51
Le 6eme étage	40×40	144400	19,58	0,7999	160	2183,51
Le 5eme étage	40×40	144400	19,58	0,7999	160	2183,51
Le 4eme étage	45×45	184900	17.39	0.8100	202.5	2830.55
Le 3eme étage	45×45	184900	17.39	0.8100	202.5	2830.55
Le 2eme étage	45×45	184900	17.39	0.8100	202.5	2830.55
Le 1er étage	50×50	230400	15.66	0.8173	250	3558.22
Le RDC	50×50	230400	15.66	0.8173	250	3558.22
L'entre sol	50×50	230400	21.82	0.7887	250	3433.70

II.5.4. la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

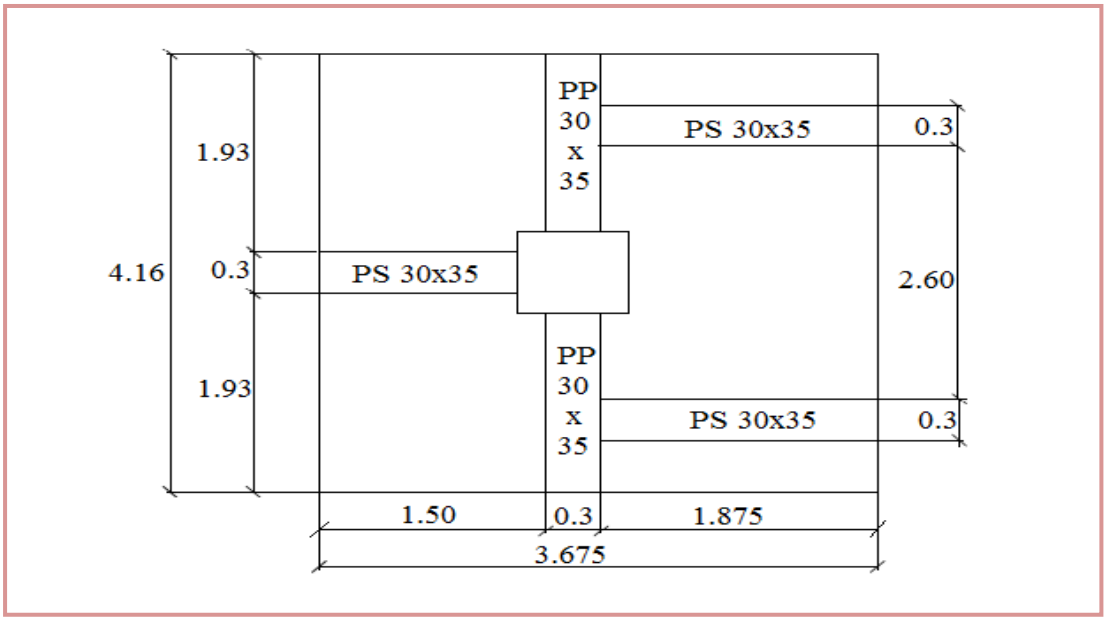


Figure II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

- La surface reprise par le poteau le plus sollicité :

  Pour l'entre sol, le RDC et tous les étages on a :

  S = 12.47 m^2

- La surface totale :

  St= 15,288 m^2

II.5.5. Descente des charges : [3] « [Art 6.3] »

II.5.5.a. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

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

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

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m^2)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
7eme étage	1	Q_0=	15,288		15,288
6eme étage	1 .5	Q_1=	22.932	1	38.22
5eme étage	1,5	Q_2=	22,932	0.95	60.005
4eme étage	1,5	Q_3=	22,932	0,9	80.643
3eme étage	1,5	Q_4=	22,932	0,85	100.135
2eme étage	1,5	Q_5=	22,932	0,8	118.480
1er étage	1,5	Q_6=	22,932	0,75	135.679
RDC	1,5	Q_7=	22,932	0,714	152.052
Entre-sol	1,5	Q_8=	22,932	0,678	167.599

II.5.5.b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

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

Tableau II.10. Vérifications du (1,1 Nu ≤ $\overline{N_u}$)

	Elément	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	1,1Nu ≤ $\overline{N_u}$
7ème étage	Poutre principale	10.133	113.445	113.445	15.288	176.082	193.6910	2183.51	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	12 .92							
	Plancher	81.553							
6eme étage	Poutre principale	10.133	106.712	220.157	38.22	354.542	389.9961	2183,51	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	12.92							
	Plancher	74.82							
5eme étage	Poutre principale	10.133	106.712	326.869	60.005	531.280	584.4087	2183,51	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	12.92							
	Plancher	74.82							
4eme étage	Poutre principale	10.133	110.162	437.031	80.643	710.956	782.0519	2830.55	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	16.35							
	Plancher	74.82							
3eme étage	Poutre principale	10.133	110.162	547.193	100.135	888.913	977.8043	2830.55	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	16.35							
	Plancher	74.82							
2eme étage	Poutre principale	10.133	110.162	657.355	118.480	1065.149	1171.664	2830.55	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	16.35							
	Plancher	74.82							

1er étage	Poutre principale	10.133	114.002	771.357	135.679	1244.850	1369.335	3558.22	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	20.19							
	Plancher	74.82							
RDC	Poutre principale	10.133	114.002	885.359	152.052	1423.313	1565.644	3558.22	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	20.19							
	Plancher	74.82							
Entre sol	Poutre principale	10.133	121.937	1007.29	167.599	1611.24	1772.364	3433.70	Oui
	Poutre secondaire	8.859							
	Poteau	28.125							
	Plancher	74.82							

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 : [1] « [Art 7.5.1] »

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

Tableau II.11. Vérifications de coffrage des poteaux

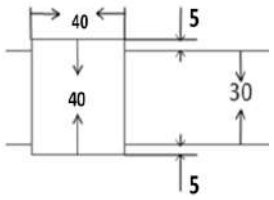
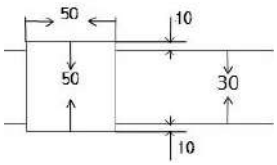
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b,h) ≥ 30 cm	Min (b,h) = 40 cm ≥ 30 cm		C.V
Min (b,h) ≥ h_e/20	Entre sol	Min (b,h) = 50 cm ≥ (h_e/20) = (4,5-0,35)/20 = 20.75 cm	C.V
	RDC et étage courant	Min (b,h) = 40 cm ≥ (h_e/20) = (3,23-0,35)/20 =14,40 cm	
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4		C.V

II.5.7. Vérification aux zones nodales : [1] « [Art 7.5.1] »

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II.12. Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\ h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$; $h_1/2$)	$d \leq$ Max($b_1/2$;$h_1/2$)
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui

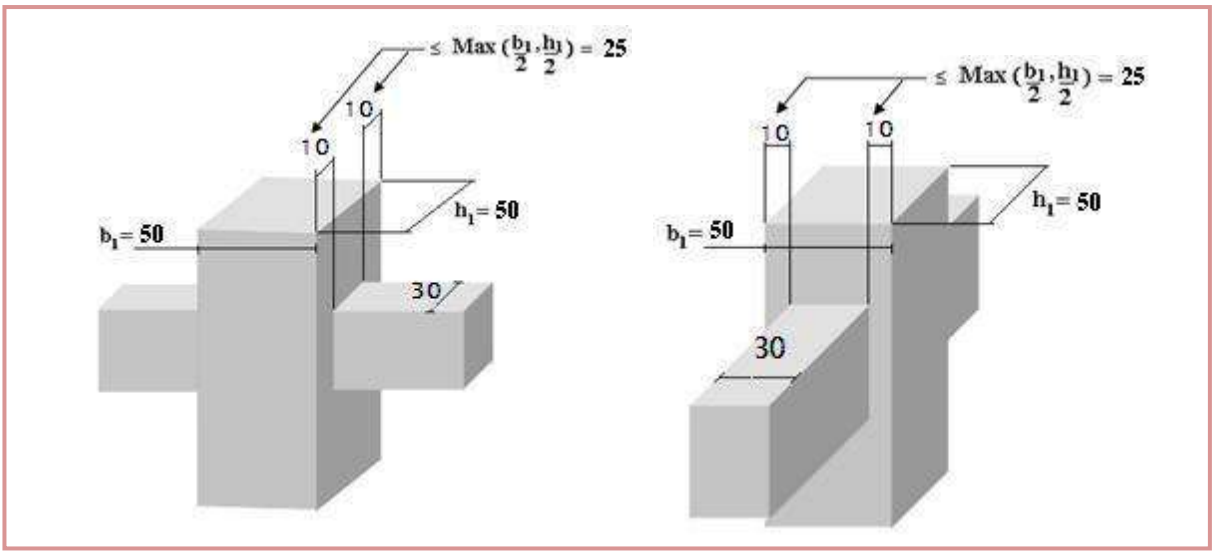


Figure II.10. Les poutres principales et poutres secondaires

Conclusion : Toutes les vérifications sont satisfaites donc la section des poteaux est :

- Entre sol, RDC et1^{er} étage : (bxh) = (50×50) cm²
- 2eme,3eme et 4eme étages : (bxh) = (45×45) cm²
- 5eme ,6eme et 7eme étages : (bxh) = (40×40) cm²

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides réalisés en béton armé coulé sur place, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

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

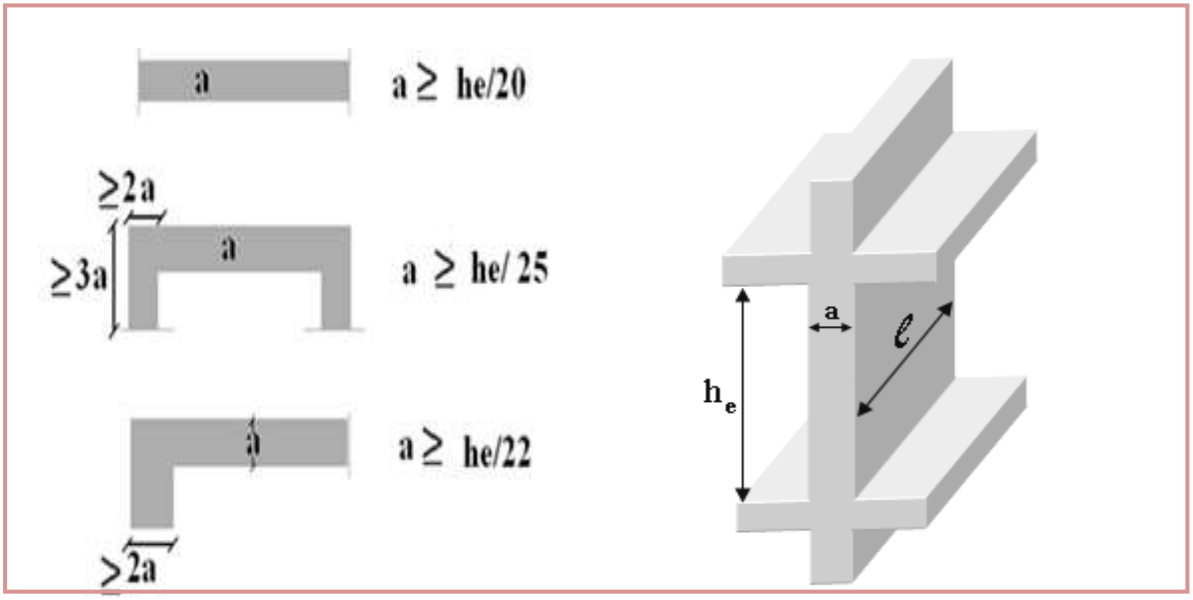


Figure II.11. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- a ≥ Max [15 cm ; h_e /25; h_e /22 ; h_e /20]

Donc :

a ≥ Max [15 cm ; h_e /20]

- Pour les étages et le RDC :

he = 3.23-0.35= 2.88 m

a ≥ Max [15 cm ; 14.40 cm]

donc a = 15 cm

- Pour l'entre sol :

He = 4.5- 0.35 = 4.15 m

a ≥ Max [15 cm ; 20.75 cm]

donc a = 20 cm

Conclusion :

· Le plancher à corps creux : auras une hauteur (h_t) de 20 cm (16+4 dalle de compression) ;

· La dalle pleine auras une épaisseur de 15 cm ;

·La section de poutres principales est de : (b×h) = (30×35) cm² ;

·La section de poutres secondaires est de : (b×h) = (30×35) cm² ;

·Les section des poteaux sont :

* Entre sol, RDC et1^{er} étage : (bxh) = (50×50) cm² ;
* 2eme,3eme et 4eme étages : (bxh) = (45×45) cm² ;
* 5eme ,6eme et 7eme étages : (bxh) = (40×40) cm² ;

·L'épaisseur des voiles :

* Voiles d'étages et de RDC : a = 15 cm ;
* Voiles de l'entre sol : a= 20 cm.

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

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des différents éléments secondaires constituant notre bâtiment tel que : l'acrotère, les planchers, les escaliers et les dalles pleines.

Le calcul des armatures se fera pour une bande d'un mètre de largeur à l'ELU, et la vérification sera à l'ELS.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. C'est un système isostatique assimilé à une console de 1m 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 « Q = 1,00 KN/ml ».appliquée à son extrémité.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'acrotère est exposé aux intempéries.

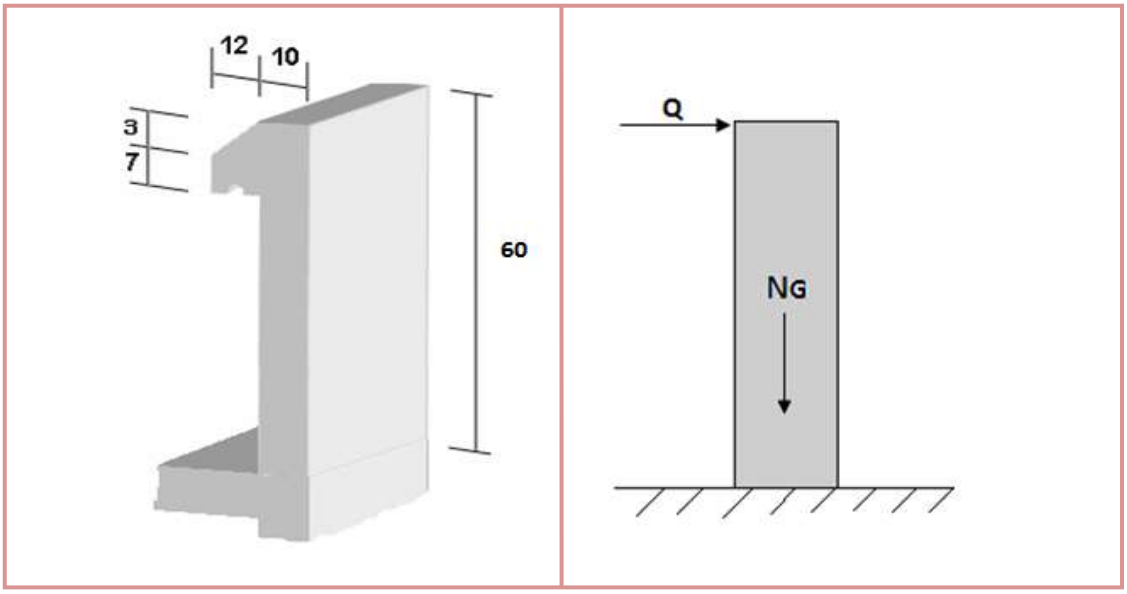


Figure III.1. L'acrotère

III.2.2. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère

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

III.2.3. Calcul des efforts :

Tableau III.2. Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal	Nu = 1,35 × G = 1.35×1.755 = 2.37 kN	Nser = G = 1.755 kN
Effort tranchant	Tu=1,5 × Q = 1,5×1=1.5kN	Tser = Q = 1 kN
Moment d'encastrement	Mu=1,5 × Q × h =1.5*1*0.6=0.9 kN.m	Mser= Q × h = 1 × 0.6 = 0.6 kN.m

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau III.3.

Tableau III.3. Les données

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

III.2.4.a. À L'E.L.U :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.37} \Rightarrow e_0 = 37{,}97$ cm

Où l'enrobage est: c = c' = 2,5cm

On a e_0=37,97 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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.

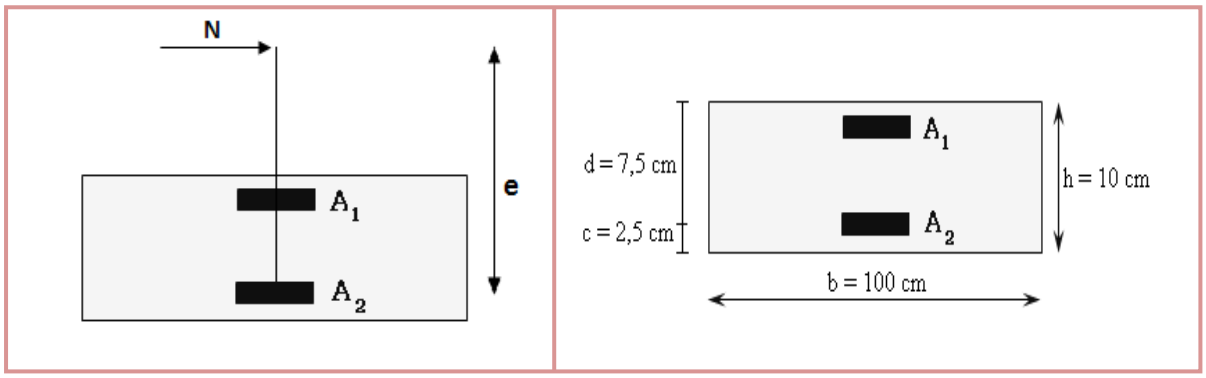


Figure III.2. Section de B.A à l'ELU

e = e_0 + ($\frac{h}{2}$ - c) ⇒ e = 40,47cm

M_1 = N × e ⇒ M_1 = 0,96 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fera en flexion simple:

M_f = M_1 = 0,96 kN.m

$\mu = \frac{M_f}{\overline{\sigma_b} . b . d^2}$ ⇒ μ = 0.012

μ= 0,012 < μ_l= 0,392 ⇒ A_1' = 0.

Donc β= 0,994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta . d . \overline{\sigma_s}}$ ⇒ A_1 = 0 .37cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.303\ cm^2$

Et $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.303 cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité:** [2] « Art [B.6.4] »

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

$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.303\ cm^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm^2

- **Armatures de répartition:** [2]

On a: $\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.5025 \leq A_{rep} \leq 1.005$

Donc, on prendra : A_{rep} = 3 HA 6 = 0.85 cm^2

- **Espacement:** [2]

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 cm \leq S_{min} = \min[3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm \qquad (C.V)$$

$$S_{rep} = \frac{60}{3} = 25 cm \leq S_{min} = \min[4h = 40 cm; 45 cm] = 40 cm \qquad (C.V)$$

III.2.4.b. Vérification à l'E.L.S:

Données : N_{ser} = 1.75 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m

- **Calcul de l'excentricité:**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1,755} = 34,18 cm$

e_0 = 34.18 cm > $\frac{h}{2}$ – c = 5 – 2.5 =2.5 cm

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ; donc celle-ci est partiellement comprimée.

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

Où : $B_o = b*h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1030.15\ cm^2$.

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

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}927\text{cm}.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.25\ \text{cm}^4.$

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

Donc : $e_0 = 34.18\text{cm} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm $\Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots (*)$

tel que: y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3\,c^2 - \frac{90\,A'}{b}(C\text{-}c') + \frac{90\,A}{b}$**Erreur ! Signet non défini.**$(d - c)$

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc :

$C = (h/2) - e_0 = -34.18 + 5 = -29{,}18\text{cm} < 0$

<u>Application numérique:</u>

$\begin{cases} p = -2488.06\ \text{cm}^2 \\ q = 47258.06\ \text{cm}^2 \end{cases}$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2488.06)\,y_2 + 47258.06 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.84\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.61° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.59cm \end{cases}$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.19\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -57.52\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 26.32\text{cm} \end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

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

D'où alors **:** $0 < y_1 = 31.19 + (-29,18) = 2.01$ cm $< h = 10$cm

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.19\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

En revanche on a : $k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}}$

Avec ; $S_{xx'} = \frac{b\, y_1^{\,2}}{2} + 15\,[A'\,(y_1 - c') - A\,(d - y_1)]$. $\Rightarrow S_{xx} = 36.48\ cm^3$

D'où alors : $k = \frac{1755}{36481.5} \Rightarrow k = 0.0481\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = 0.0481 \times 20.1 \Rightarrow \sigma_b = 0.96$ MPa

: $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) \Rightarrow \sigma_s = 39.61$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.96$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 39.61$MPa $\leq \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa\ ;\ 110\sqrt{\eta\, f_{tj}} = 201.633 MPa\right] = 201.633$MPa(cv)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow F = -11.83 < 0$$

- ✓ Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: [2] « Art [A.5.1.1] »

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau_u}$= Min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : τ_u = 0.02 MPa < $\overline{\tau_u}$ =2.5 MPa

- ✓ Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

$F_p = 4.A.Cp.Wp$ [1] « Art [6.2.3] »

- A: coefficient d'accélération; [1] « Tab [4.1] »

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone III)]

- C_p: facteur de force horizontal; [1] « Tab [6.1]»

C_p = 0,8

- W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,755 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0,25 x 0,8 x 1,755 $\Rightarrow$ F_p = 1,404 kN < 1,5Q = 1,5kN (C.V)

Donc l'acrotère résiste à la force sismique.

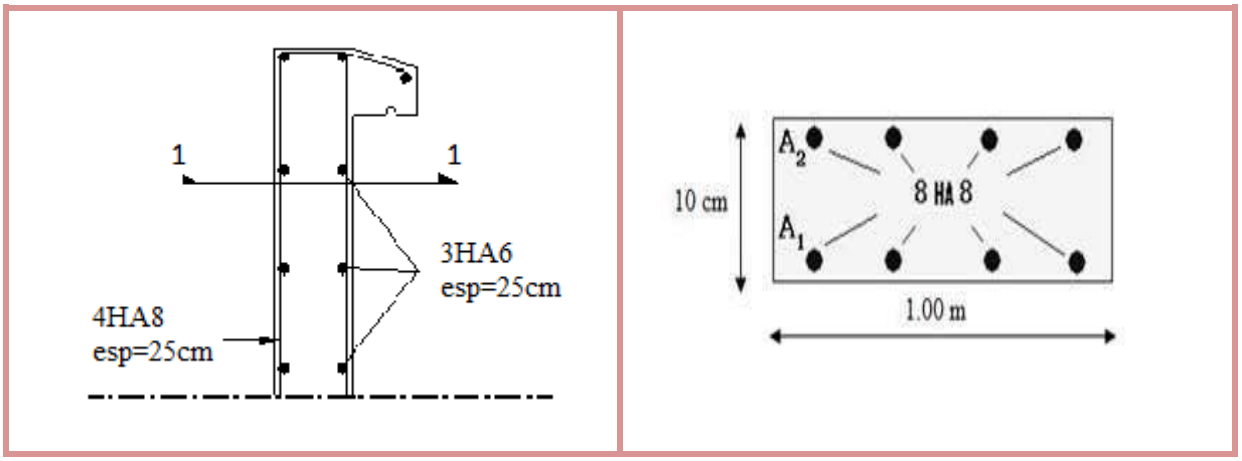


Figure. III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.2.Plancher à corps creux :

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

- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées perpendiculairement aux poutres principales, ces poutrelles possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm 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. Etude de la dalle de compression : [2] « Art [B.6.8.4.2.3]»

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$20 \text{ cm}$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$33 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \dfrac{200}{f_e} \text{ (MPa) si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq 0.02 \times L \times \dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4L}{f_e} \text{ si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

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

  Dans notre cas (L=65cm)

  $50\ \text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\ \text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\,\text{cm}^2/\text{m.l}$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\ \text{cm}^2/\text{m.l}$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0{,}98\ \text{cm}^2$ et esp $= \frac{100}{5} = 20$ cm

$A_{//} = 5\varphi 5 = 0{,}98\ \text{cm}^2$ et esp $= \frac{100}{5} = 20$ cm

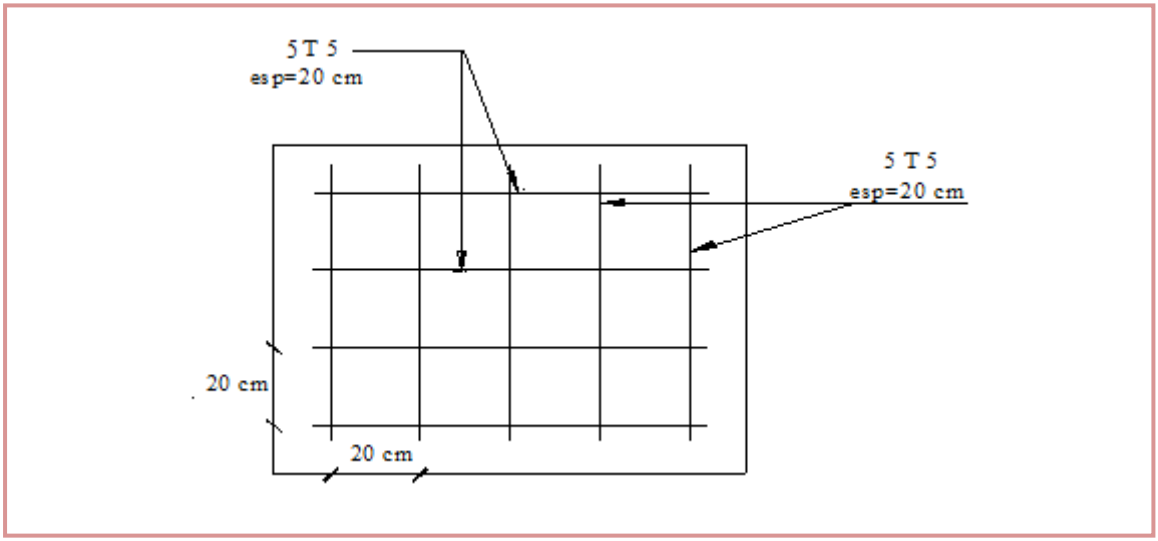


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2. Etude des poutrelles :

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

La section du béton est définie par :

- Une section en T en travées ;
- Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.A. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage de la dalle de compression est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, ayant les charges suivantes:

- Son poids propre.
- Le poids du 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.

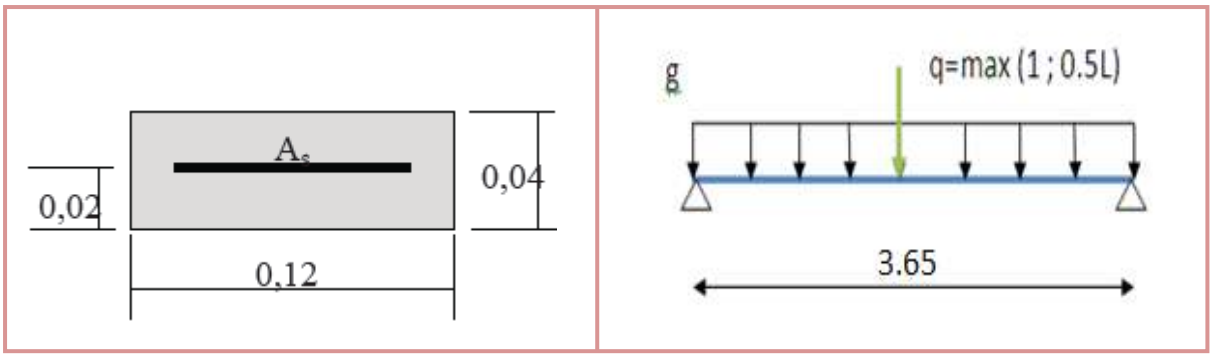


Figure III.5. Schématisation de la poutrelle avant coulage

A.1. Evaluation des charges et des surcharges :

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

Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/m.l)	
3.65	1.825	Poids du corps creux	Poids de la poutrelle:
		0.65 x 1 = 0.65	0.12 x 0.04 x 25= 0.12
		0.770	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Calcul des moments

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{G\times L^2}{8}$=1.28	$\frac{Q\times L}{4}$ = 1.66	1.35 M_G + 1.5 M_Q = 4.22

A.2. Calcul du ferraillage :

$\overline{\sigma_b}$= 14,2 MPa ; h = 12 cm ; b = 4 cm ; d = 2 cm

donc $\mu = \frac{M_U}{\overline{\sigma_b}\,.\,b\,.d^2} = \frac{4.22\times10^3}{14{,}2\times12\times2^2}$ = 6.19 > μ_l = 0,392 ⇒ A' ≠ 0

Conclusion

Les armatures de compression A`sont nécessaires, et vu que la section du béton est trop faible pour placer les armatures comprimées on prévoit des étaiements pour éviter la déformation des poutrelles avant le coulage de la table de compression.

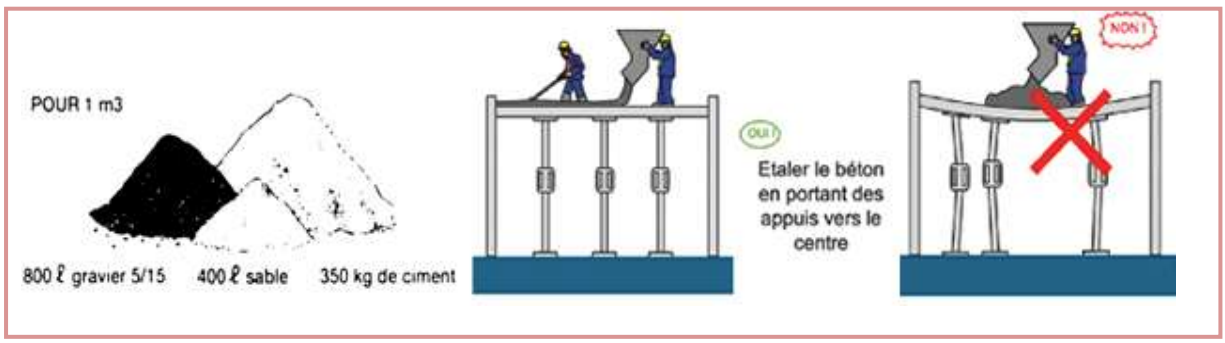


Figure. III.6. Choix de disposition des étaiements

A.3 Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f_{limite}", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f < f_{limite}$;

$$f = f_Q + f_G$$

tel que :

f_Q : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier Q = [Max (1kN ; 0.5 L)]

$$f_Q = \frac{P_Q.L^3}{48.E.I}$$

f_G : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5.P_G.L^4}{384.E.I}$$

$$\begin{cases} f_{lim} = \frac{L}{500} & \text{Si} \quad L \leq 5m \\ f_{lim} = \frac{L}{1000} + 0.5 & \text{Si} \quad L > 5m \quad [2] \text{ « Art [B.6.5.3] »} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats des calculs précédents :

Tableau III .6. Calcul de nombre d'étaiement

Nombre d'étaiement	L (m)	P_G (kN/m.l)	P_Q (kN/m.l)	f_G (cm)	f_Q (cm)	f (cm)	f_{lim} (cm)	$f \leq f_{lim}$
0	3.65	0.77	1.825	0.86	0.89	1.75	0.73	Non
1	1.825		1	0.054	0.061	0.115	0.365	Oui

Résultat: il faut prévoir un seul étaiement le long de la travée espacée de 1.825 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit :

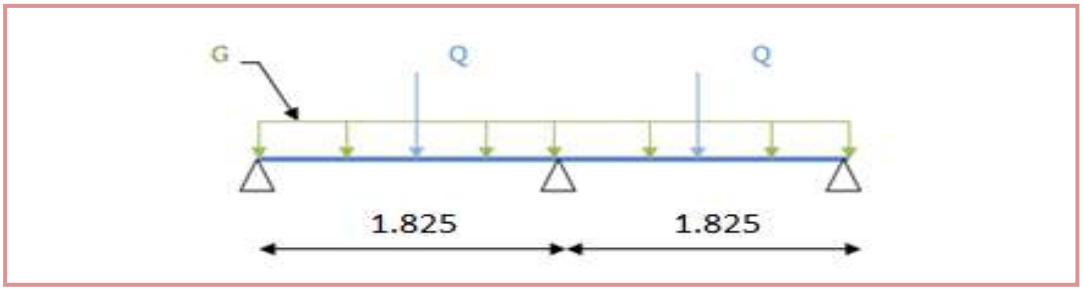


Figure III.7. Travée avec un seul étai au milieu

III.2.2.B. Après coulage :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte :

- ❖ son poids propre
- ❖ le poids du corps creux
- ❖ de la dalle de compression
- ❖ en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

B.1 Méthode de calcul :

Le calcul des poutrelles continues s´effectue soit par la méthode forfaitaire ou par la méthode de Caquot.

➢ **Méthode forfaitaire :**

Condition d'application :

❖ **Condition concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : $Q \leq$ Min [2×G et 5 kN/m^2] (C.V)
Charges concentrées : $P \leq$ Min [Q/4 et 2kN]

Avec : P : charge permanente concentrée (en kN).
Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

❖ **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

- Le moment d'inertie de la poutre doit être le même pour toutes les travées (C.V)
- Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

❖ **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

➢ **Méthode de CAQUOT :**

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III.7. Méthode de CAQUOT

Moment isostatique M_0	$P.l^2/8$	
Moment en travée M_t	$M_0 - ((M_e + M_w)/2)$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	$0.2\ M_0$
	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	T_w	$(ql/2) + (M_w - M_e/l)$
	T_e	$-(ql/2) + (M_w - M_e/l)$

Avec :

- M_o: moment isostatique.
- M_w: Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui 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.

B.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.8. Evaluation des charges et surcharges

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Plancher terrasse	6.54×0.65=4.251	1×0.65=0.650	6.713	4.901
Plancher courant	6.00×0.65=3.900	1.5×0.65=0.975	6.727	4.875

Le plancher courant est le plus sollicité. Donc les calculs sont faits pour les poutrelles de ce plancher, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

B.3. Sollicitations de calcul :

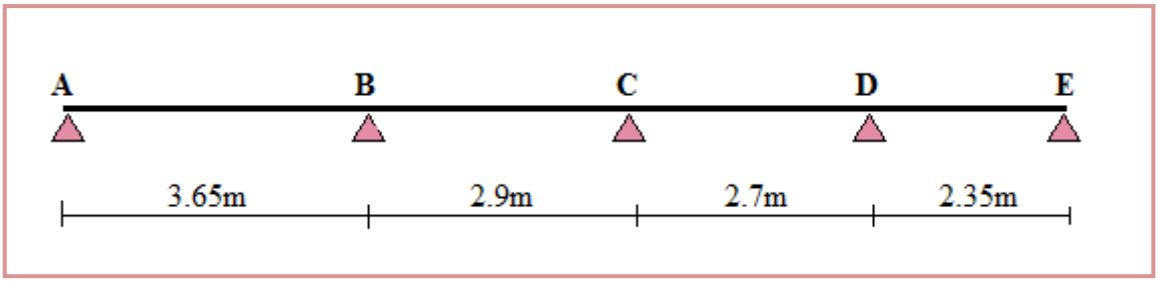


Figure III.8. Poutrelle à 4 travées

➢ **Détermination des moments à L'ELU :**

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	11.2	6.03	2.24	8.10	10.67	13.88
B-C	7.07	1.03	8.10	3.98	11.17	8.33
C-D	6.13	2.12	3.98	4.04	9.06	9.10
D-E	4.64	2.16	4.04	0.92	9.46	6.57

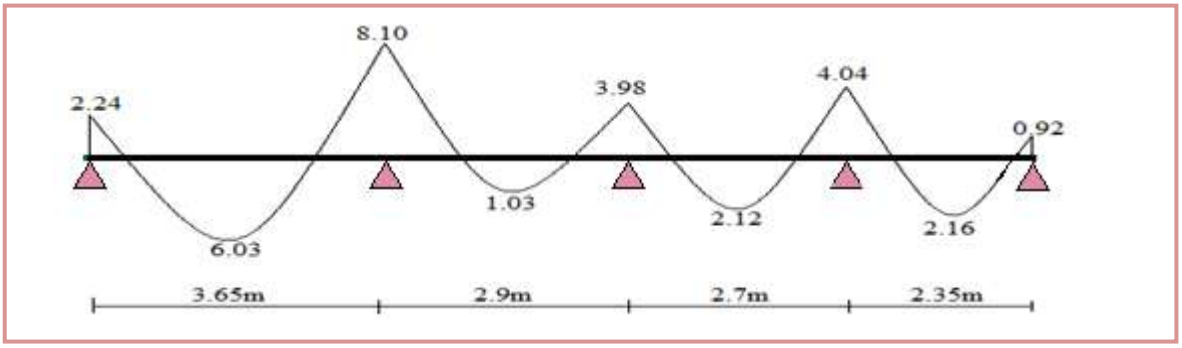


Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELU

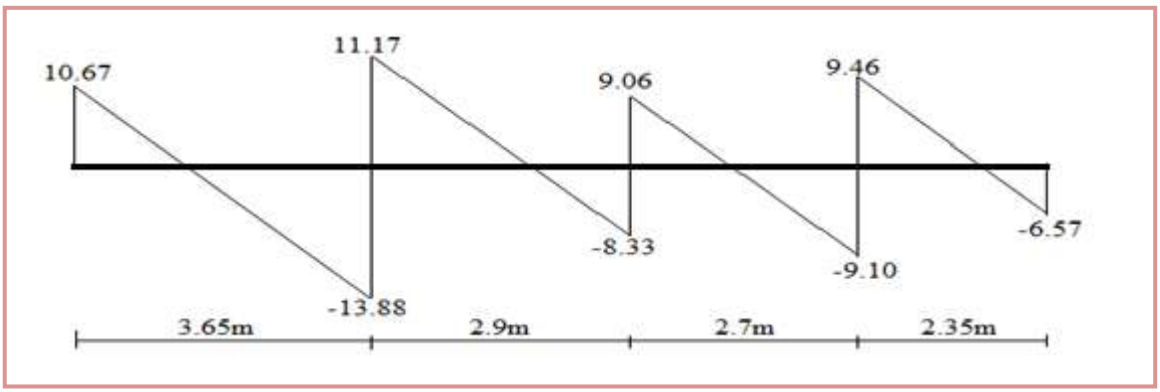


Figure III.10.Diagramme d'effort tranchant à L'ELU

➢ **Détermination des moments à 'ELS :**

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A-B	8.12	4.37	1.62	5.87
B-C	5.12	0.75	5.87	2.88
C-D	4.44	1.54	2.88	2.93
D-E	3.36	1.57	2.93	0.67

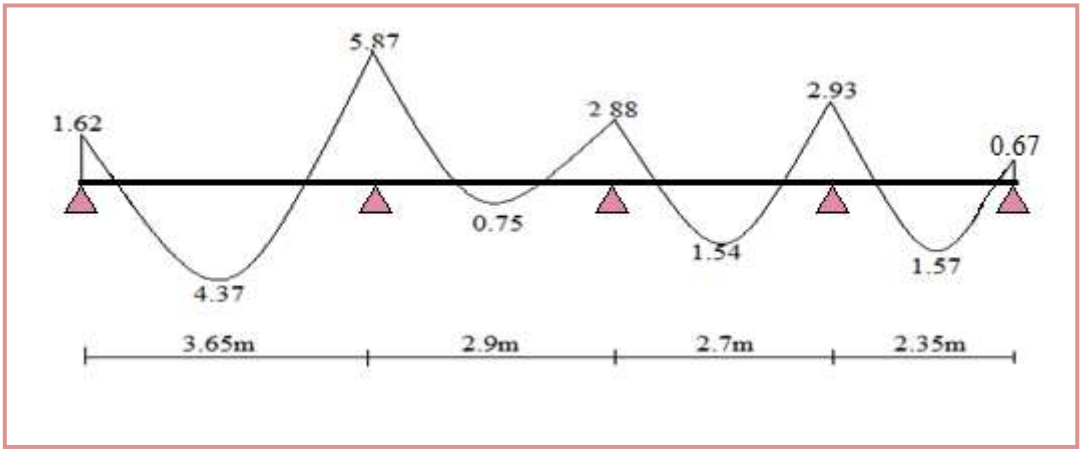


Tableau III.11.Diagramme des moments des poutrelles à L'ELS

B.4. Récapitulations :

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

Tableau III.11.Récapitulation des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$(kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
Sollicitations	8.1	6.03	13.88	5.87	4.37
Référence	(type .1)	(type .1)	(type .1)	(type .1)	(type .1)

B.5. 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 les moments aux appuis la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

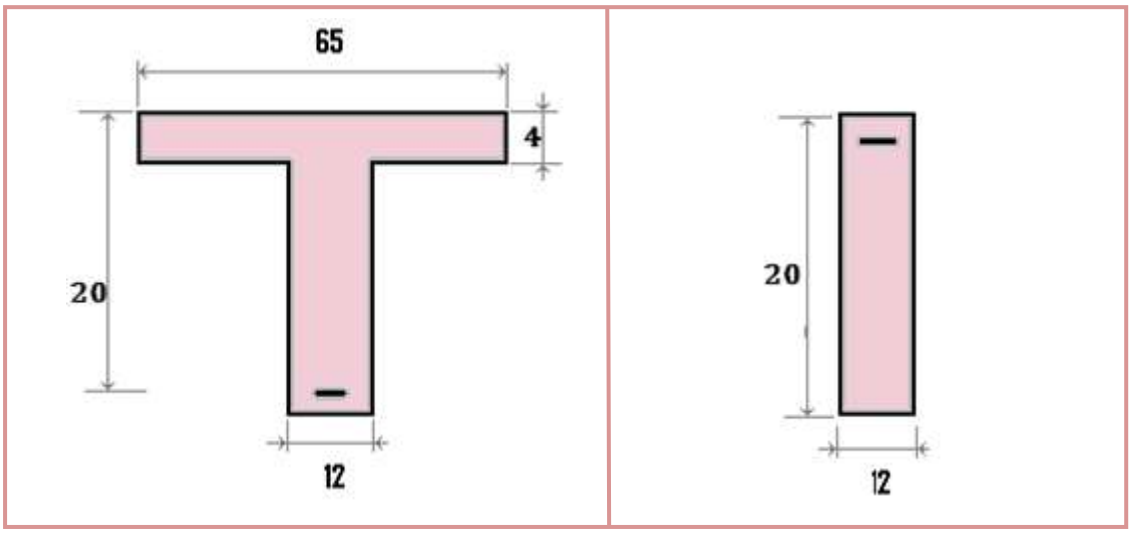


Figure III.12. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.12. Calcul et vérification des armatures longitudinales

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kN.m)	6.03	8.1
	M_0 (kN.m)	$M_0=\overline{\sigma_b}.b.h_0\left(d-\frac{h_0}{2}\right)=14,2\times65\times4\times\left(18-\frac{4}{2}\right)=59.072$	/
		$M_u < M_0$⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire : **(b×h)= (65×20)** ⇒ calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire: **(b×h) = (12×20)** ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.02	0.148
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	C.V	C.V
	β	0.990	0.919
	A' (cm²)	0	0
	A (cm²)	0.97	1.41
	Le choix	3HA10=2.35	1HA8+1HA14=2.04
	A_{min} (cm²)	1.3	0.24
	$A \geq A_{min}$	C.V	C.V
ELS	M_{ser} (kN.m)	4.37	5.87
	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.909	7.36
	I_G (cm⁴)	8293.27	5058.97
	K (N/cm³)	52.69	116.03
	σ_b (MPa)	2.3	8.54
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

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

Tableau III.13.Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature (cm^2)	En travée	Aux appuis
	3HA10=2.35	1HA8+1HA14=2.04

❖ **Armatures transversales** :

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

➢ **Diamètre des armatures transversales $Ø_t$:**

$$Ø_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right\} = \{5.71;12;14\}\ (\text{mm})$$

On adopte $Ø_t \leq 5.71$, on prend : $Ø_t$ =5 mm

$$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0.196\ cm^2\ ;\ n_t = 2$$

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

$\Rightarrow A_t = a_t . n_t = 0.392\ cm^2$.

➢ **Espacement S_t:**

$S_t \leq$ Min [0.9 d; 40cm] = 16.2 cm

Selon le R.P.A 99 : [1] « Art [7.5.2.2] »

$A_{t\,min} \leq 0{,}003.S_t.b$

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_{t\,min}}{0{,}003.b} = \frac{0.392}{0{,}003\ .12} = 10.89\ cm$$; On adopte S_t =15 cm

Il faut vérifier les deux relations suivantes:

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3.f_{t28}.K)}{0{,}9\ .f_e(cos\alpha + sin\alpha)}$$

Avec

k = 1 (flexion simple) ;

α= 90° Pour les armatures transversales :

$$\frac{0{,}392\ \times\ 10^2}{120\ .150} = 21{,}77 \times 10^{-4} \geq \frac{1{,}15(0{,}643 - 0{,}3.2{,}1.1)}{0{,}9\ .235(0+1)} = 0{,}707 \times 10^{-4}\ \ (C.V)$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4\ .b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4\ .12.15}{235} = 0{,}306\ cm^2$$

$\Rightarrow$ $A_t = 0.392\ cm^2 \geq A_{t\,min} = 0{,}306\ cm^2$ (C.V)

Tableau III.14.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Armatures transversales	Espacement
2 ϕ 5	15 cm

B.6. Vérification au cisaillement :

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

$$\tau u = \frac{T}{b_0 * d} = \frac{13{,}88 * 10^3}{120 * 180} = 0.643\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\,\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0{,}643\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

B.7. Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\, 0.9 \times 18\right] = 16{,}20\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 13{,}88\text{kN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129{,}6\text{ kN} \qquad \text{(C.V)}$$

B.8. Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 13{,}88 \times 10^3}{120 \times 162} = 1{,}43\text{ MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\text{ MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 2{,}04\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 13{,}88 \times 10^3}{400} = 0.399\text{cm}^2 \qquad \text{(C.V)}$$

B.9. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau III.15. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\,M_0}$	$\rho \leq \frac{3,6}{f_e}$
$\frac{h}{L} = \frac{0,20}{3,65} = 0,055$ $\frac{M_t}{15\,M_0} = \frac{4,37}{15\,.8,12} = 0,036$	$\rho = \frac{A_t}{b_0\,.d} = \frac{2,35}{12\,.18} = 0,0108$ $\frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,09$
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches;

- **Évaluation détaillée de la flèche :** [2] « Annexe D »

M_{ser} = 4.37 kN.m ; A= 2,35cm^2 ; $\rho = \frac{A_t}{b_0\,.d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0.0108$

ρ= 1.08 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.857$ (Tableau)

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times 10^3}{\beta_1 . d . A} = \frac{4,37 \times 10^3}{0.857 \times 18 \times 2.35} = 120.55$ Mpa

$\lambda_i = \frac{0,05\, f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05\,.2,1}{\left(2+3\times\frac{12}{65}\right)0,0108} = 3.806$ (Déformation instantanée).

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.522$ (Déformation de longue durée).

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

$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0.0108 \times 120.55) + 2.1} = 0,5$

- <u>Détermination de l'axe neutre</u>:

$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + 15 . A . d}{b_0 . h + h_0 (b - b_0) + 15 . A} = 7,098$ cm

- Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}[y^3+(h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + h_0(b-b_0)\left(y-\frac{h_0}{2}\right)^2 + 15.A(y-d)^2 = 20003.24\ cm^4$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7579.59\ cm^4$

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \Rightarrow I_{fv} = 12494.93 cm^4$

$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{4,37.3,65^2}{10.32164,195\ .7579,59.10^{-8}} = 2.42\ mm$

$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10Ev.I_{Vi}} = \frac{4,37.3,65^2}{10.10818,865\ .12494,93\ .10^{-8}} = 4.36\ mm$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 1.94\ mm$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{lim}$

Avec : $f_{lim} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7,3\ mm$

Donc $\Delta f_t = 1.94\ mm \leq f_{lim} = 7,3\ mm$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16.Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
2,35	4.37	0,0108	120.55	0,5	7,098	20003.24
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v(mm)	Δf_t (mm)	f_{lim} (mm)	$\Delta f_t \leq f_{lim}$
7579.59	12494.93	2.42	4.36	1.94	7.3	C.V

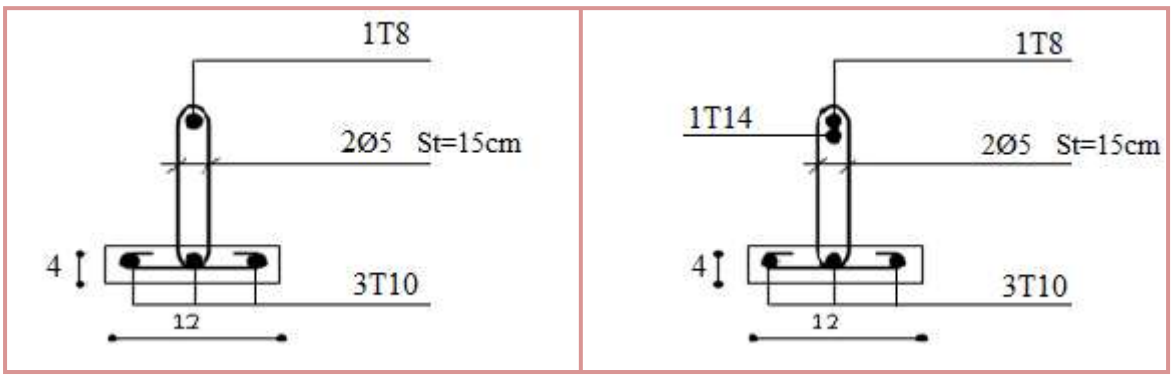


Figure III.13. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche)

III.3. Les escaliers :

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.

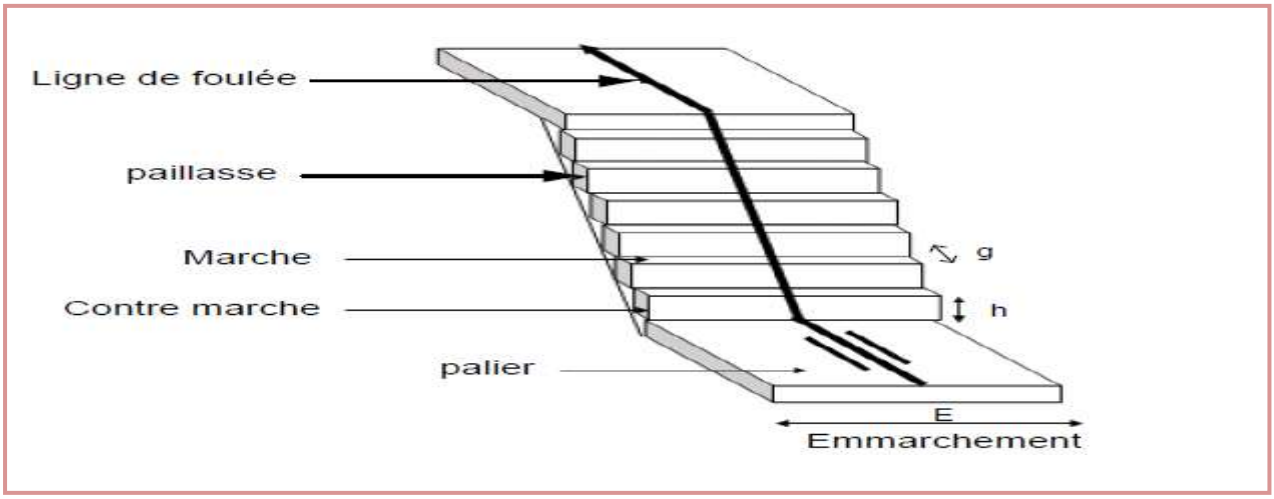


Figure III.14. Représentation d'un escalier

III.3.1. Pré dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire, le schéma statique de ce type est comme suit :

- **Premier volée :**

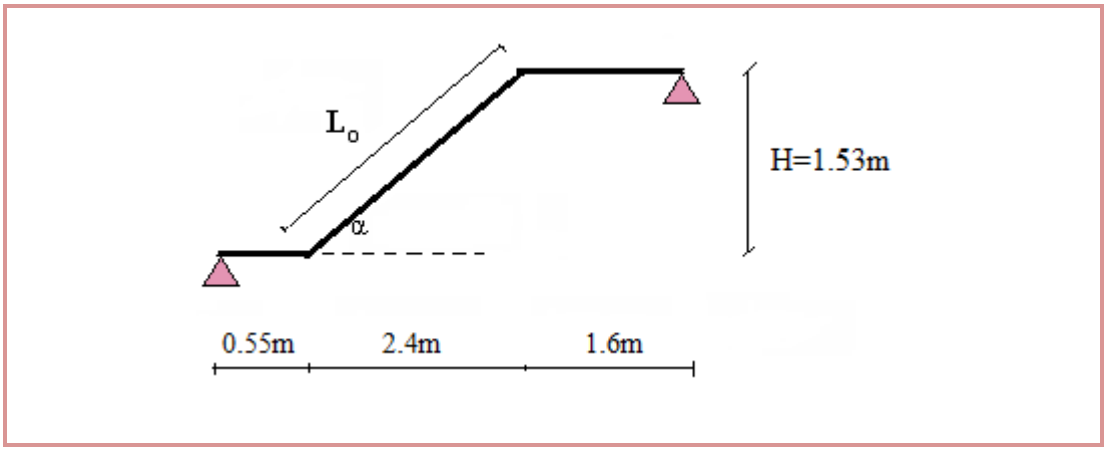


Figure III.15. Dimensions de l'escalier (volée1)

- **L'angle d'inclinaison α:**

tg α = H / L = 1.53/2.40 = 0.637

donc : α =32.52°

- **Longueur de la paillasse :**

$L_0 = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.84m$

- **Formule de Blondel :**

On utilisant la formule de Blondel [4] « [Art 4.1.3] » pour déterminer g ; h et n.

Avec: g: largeur de la marche ;

h: hauteur de la contre marche ;

n: le nombre de contres marches.

$$60\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$$

$$h = \frac{H}{n} \quad et \quad g = \frac{L}{n-1}$$

- **Détermination de g et h :**

On prend : n=9

Nombre de marches : *n* -1 = 8

Nombre de contremarches : *n* = 9

Hauteur de la contremarche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm$

Largeur de la marche (Le giron) : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30cm$

Vérification de la formule de blondel : 60 cm ≤ g + 2h = 64cm ≤ 64 cm (C.V)

- **Epaisseur de la paillasse:**

L = 0.55 + 2.84 +1.6 =4.99 m

$\frac{L}{30} \le e \le \frac{L}{20} \Rightarrow 16.63cm \le e \le 24.95cm$

On adopte: e = 17 cm

❖ **Deuxième volée :**

Le schéma statique de ce type est comme suit :

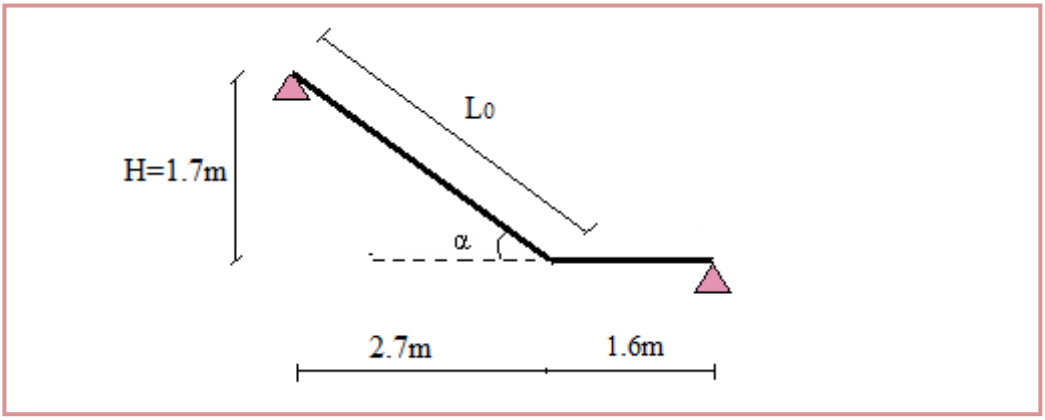


Figure III.16. Dimensions de l'escalier (volée2)

➢ **L'angle d'inclinaison α:**

tg α = H / L = 1.70/2.70 = 0.629

donc : α =32.19°

➢ **Longueur de la paillasse :**

$L_0 = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.19m$

➢ **Détermination de g et h :**

On prend : n = 10

Nombre de marches : n -1 = 9

Nombre de contremarches : n = 10

Hauteur de la contremarche: $h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17cm$

Largeur de la marche (Le giron) : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30cm$

Vérification de la formule de blondel : 60 cm ≤ g + 2h = 64cm ≤ 64 cm (C.V)

➢ **Epaisseur de la paillasse:**

L = 3.19 +1.6 = 4.79 m

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow$ 15.96 cm ≤ e ≤ 23.95 cm

On adopte: e = 17 cm

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges : [3]

III.3.2.1. charges permanentes :

- **La paillasse (volée 1) :**

Tableau III.17. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N^0	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2,125
5	Poids propre de la paillasse	0,17/cos(α)	25	5.04
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				8.905

- **Le palier de repos :**

Tableau III.18. Charge permanente du palier de repos

N^0	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
6	Enduit de ciment	0.02	18	0,36
Charge permanente G				5.99

III.3.2.2. Charge d'exploitation :

Pour la paillasse et le palier de repos: Q = 2.5 kN/m^2

III.3.3. Détermination des sollicitations :

A l'ELU: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'ELS: P_{ser} = G + Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.19. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m.l)	P_{ser} (KN/m.l)
Palier	5.99	2.5	11.836	8.490
Paillasse	8.905	2.5	15.771	11.405

III.3.4. Détermination des efforts :

- **A l'ELU:**

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 36.29 kN

R_B = 33.93 kN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x)=36{,}29.x-5{,}918.x^2 & x\in[0;0{,}55[\\ M(x)=36{,}29.(x+0{,}55)-6{,}509.(x+0{,}275)-7{,}885.x^2 & x\in[0;2{,}84[\\ M(x)=33{,}39.x-5{,}918.x^2 & x\in[0;1{,}6[\end{cases}$$

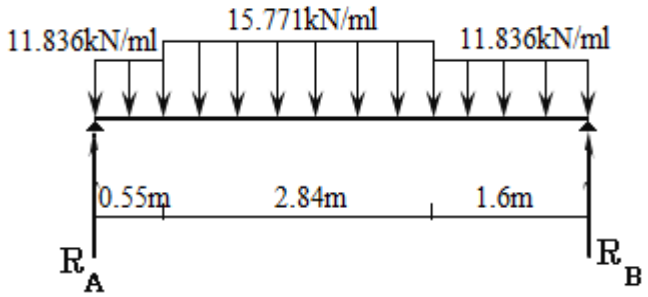
$$T_u(x):\begin{cases} T(x)=36{,}29-11{,}836.x & x\in[0;0{,}55[\\ T(x)=29{,}781-15{,}771.x & x\in[0;2{,}84[\\ T(x)=33{,}93-11{,}836.x & x\in[0;1{,}6[\end{cases}$$

M_0 = 46.29 kN.m à x = 1,88 m

M_t = 0,85 M_0 = 39.34 kN.m

M_a = 0,5 M_0 = 23.14 kN.m

T_{max} = 36.29 kN à x = 0 m



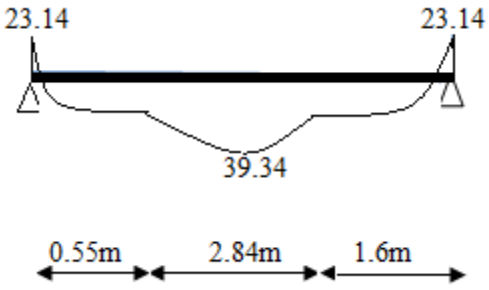
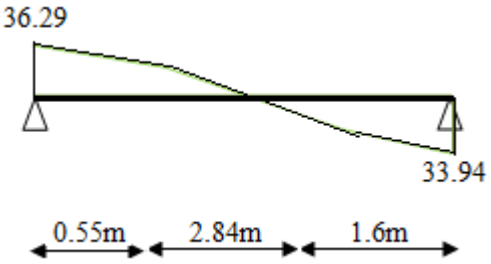
M (kN.m)	T (kN)
Mu max(en travée)=35.93 kN.m M u max(aux appuis)=21.14 kN.m 	Tu max =36.28kN 

Figure III.17. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU

- **A l'ELS:**

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 26.19 kN

R_B = 24.45 kN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x):\begin{cases} M(x)=26{,}19.x-4{,}245.x^2 & x\in[0;0{,}55[\\ M(x)=26{,}19.(x+0{,}55)-4{,}67.(x+0{,}275)-5{,}7.x^2 & x\in[0;2{,}84[\\ M(x)=24{,}45.x-4{,}245.x^2 & x\in[0;1{,}60[\end{cases}$$

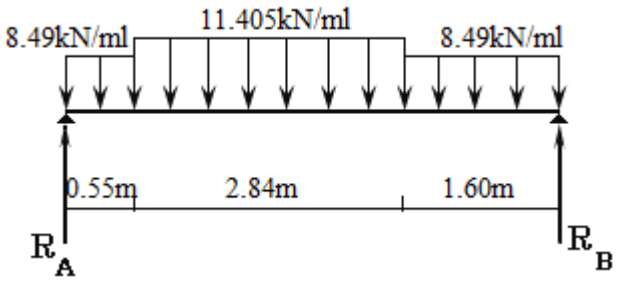
$$T_{ser}(x):\begin{cases} T(x)=26{,}19-8{,}49.x & x\in[0;0{,}55[\\ T(x)=21{,}52-11{,}405x & x\in[0;2{,}84[\\ T(x)=24{,}45-8{,}49.x & x\in[0;1{,}60[\end{cases}$$

M_0 = 33,43 kN.m à x = 1,88 m

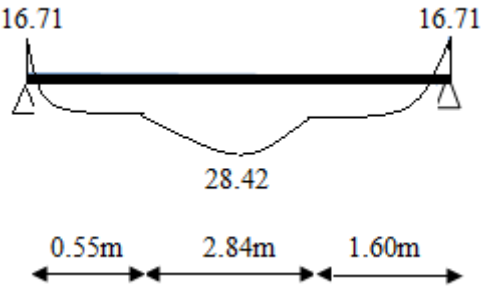
M_t = 0,85 M_0 = 28.42 kN.m

M_a = 0,5 M_0 = 16.71 kN.m

T_{max} = 26,19 kN à x = 0 m



M (kN.m)	T (kN)
$M_{u\ max}$(en travée)=28.42 kN.m $M_{u\ max}$(aux appuis)=16.71 kN.m	$T_{u\ max}$ =26.19 kN



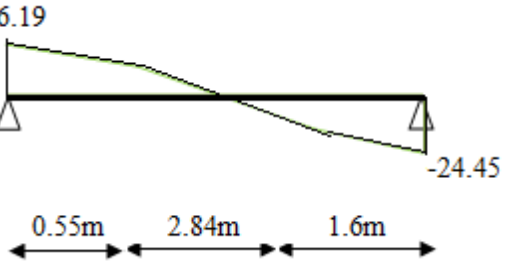


Figure III.18. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS

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

Tableau III.20. Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
sollicitations	23.14	39.34	36.29	16.71	28.42

III.3.5. Ferraillage des escaliers :

Tableau III.21. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=14.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.22. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	39.34	0.132	0.929	8.39	0.00	7HA14 = 10.77
En appuis	23.14	0.077	0.959	4.78	0.00	7HA12 = 7.92

A) Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 10.77\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 7.92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ (C.V)

B) Les armatures de répartition :

Tableau III.23. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69$	6 HA 8 = 3.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	6 HA 8 = 3.01 cm²

C) Vérification de l'espacement :

Tableau III.24. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	S adopté	Les armatures de répartitions	S adopté
En travée	St = 16.67cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	15	St = 20 cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=45cm	30
En appuis	St = 16.67 cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	15	St = 20 cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=45cm	30

D) Vérification à l'ELS :

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

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Tableau III.25. Vérification à l'ELS

	En travées	En appuis
A (cm^2)	10.77	7.92
M_{ser} (kN.m)	28.42	16.71
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.42$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.80$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 18626.55$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 14864.29$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.27$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.39$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

E) Vérification de l'effort tranchant : [2] « Art [A.5.1.2.1.1] »

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{36.29\times10^3}{1000\times145} = 0.25\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.25\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa \qquad (C.V)$$

E) Vérification de la flèche :

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

Tableau III.26. Vérifications préliminaires de la flèche des escaliers

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(20 M_0)	A/(b_0×d) ≤ 2/fe
h/ L = 0.17 / 4.99 = 0.034 Mt/(20 Mo)= 28.42/(20×33.43)=0.042	A/(bo×d)=9.23/(100×14.5)=0.0063 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
C.V	C.N.V

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Évaluation détaillée de la flèche :** [2] « Annexe D »

M_{ser} = 28.42 kN.m ; A= 10.77 cm^2 ; $\rho = \frac{A_t}{b.d} = \frac{10.77}{100\times14.5} = 0.0074$

$\rho = 0.74\% \Rightarrow \beta_1 = 0.876$ (Tableau)

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}\times10^3}{\beta_1.d.A} = \frac{28.42\times10^3}{0.876\times14.5\times10.77} = 207.74\ Mpa$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\,f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05\,.2{,}1}{\left(2+3\times\frac{100}{100}\right)0{,}0074} = 2.84$$ (Déformation instantanée).

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.135$ (Déformation de longue durée).

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

$\mu = 1-\frac{1,75\times 2,1}{(4\times 0.0074\times 207.74)+2.1} = 0,554$

- Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15} = 9.79\,cm$$

- Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}[y^3+(h-y)^3]+15.A(y-d)^2 = 47354.48\ cm^4$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 20241.99\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \Rightarrow I_{fv} = 31980.75 cm^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{28.42\times 4.99^2}{10\times 32164,195\times 20241.99\times 10^{-8}} = 10.869\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10Ev.I_{Vi}} = \frac{28.42\times 4.99^2}{10\times 10818,865\times 31980.75\times 10^{-8}} = 20.453\ mm$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 9.58\ mm$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{lim}$

Avec : $L \leq 5m \Rightarrow f_{lim} = \frac{L}{500} = \frac{4990}{500} = 9.98\ mm$

Donc $\Delta f_t = 9.58\ mm \leq f_{lim} = 9.98\ mm$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Vérification de la flèche des escaliers

A (cm²)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
10.77	28.42	0.0074	207.74	0.554	9.79	47354.48
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
20241.99	31980.75	10.869	20.453	9.58	9.98	C.V

III.3.5. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire, elle a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.5.1.Pré dimensionnement :

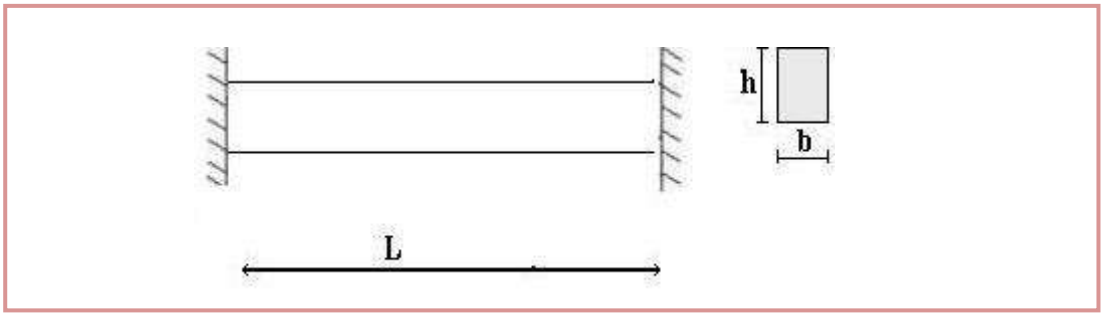


Figure III.19. Dimensionnement de la poutre palière

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

Le prédimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h [2]

Tableau III.28. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.30 m 22cm ≤ h ≤ 33cm ⇒ on adopte h = 30cm 9cm ≤ b ≤ 21cm ⇒ on adopte b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2 ≤ 4,0 (C.V)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.09) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = 30cm ; b = 25 cm

III.3.5.2. Evaluation des charges :

- Réaction d'escalier : $R_u = 36.29$ kN ; $R_s = 26.19$ kN
- Poids propre de la poutre : $(0.3 \times 0.25) \times 25 = 1.875$ kN/ml
- Poids de la double cloison : $1.4 \times 1.155 = 1.617$ kN/ml
- $G_t = 3.492$ kN/ml

$q_u = 1.35\ G_t + R_u \Rightarrow q_u = 41.00$ kN/ml

$q_s = G_t + R_{ser} \Rightarrow q_s = 29.68$ kN/ml

III.3.5.3. Calcul des efforts:

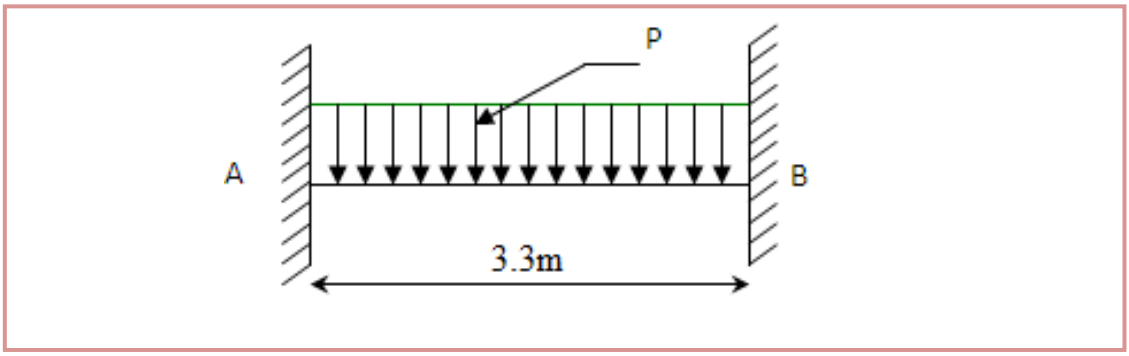


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière

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

- $R_a = R_b = \frac{q.l}{2}$
- M_{max} (appuis) $= M_a = M_b = \frac{q.l^2}{12}$
- M_{max} (travée) $= \frac{q.l^2}{24}$

Tableau III.29. Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	R_a (kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
ELU	67.65	37.21	18.60
ELS	48.97	26.93	13.47

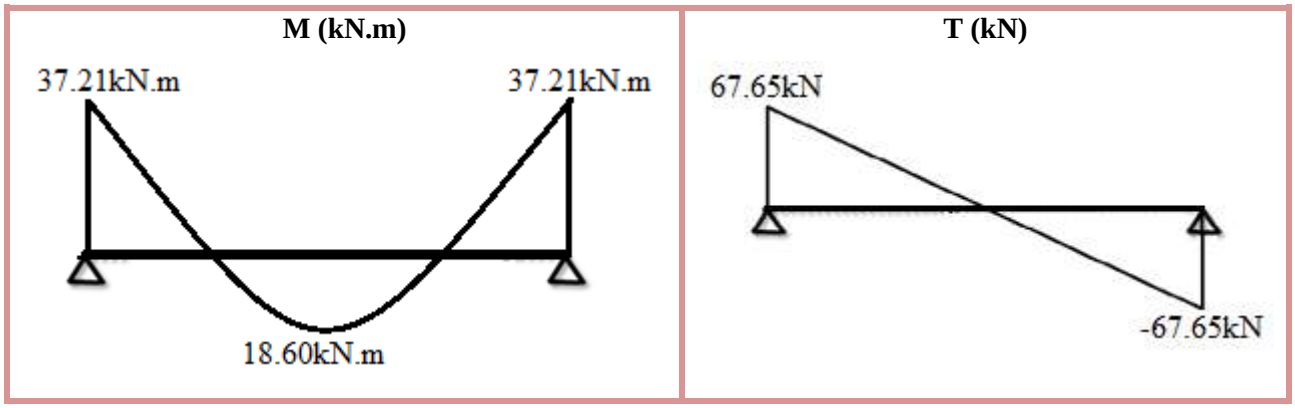


Figure III.21. Différents efforts dans la poutre palière (ELU)

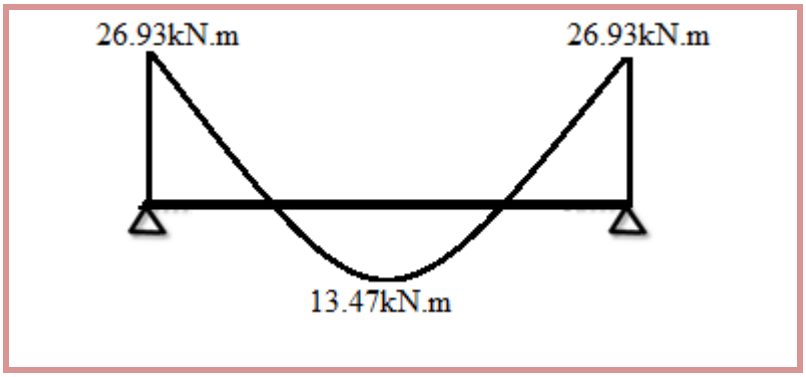


Figure III.22. Différents efforts dans la poutre palière (ELS)

III.3.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.30. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	18.60	0.072	0.963	2.06	0.00	3HA12=3.39
En appuis	37.21	0.144	0.922	4.30	0.00	3HA14=4.62

A) Vérification à l'E.L.S :

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

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Tableau III.32. Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	4.62
M_{ser} (kN.m)	13.47	26.93
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 9.77$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 25515.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 28344.74$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.56$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 9.28$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

B) RPA99Version2003 : [1] « Art [7.5.2.1] »

- $A_{min} = 0.5\%$ bh
- $A_{max} = 4\%$ bh (zone courante)
- $A_{max} = 6\%$ bh (zone de recouvrement)

Tableau III.33.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A (cm^2)	$A_{min} = 3.75\ cm^2$	$A_{max} = 30\ cm^2$	$A_{max} = 45\ cm^2$
Travée	3.39 + 4.62= 9.42	C.V	C.V	C.V
Appuis	3.39 + 4.62= 9.42	C.V	C.V	C.V

C) Condition de non fragilité :

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

- En travées: $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25\times30}{1000} = 0.75\ cm^2$ (C.V)
- En appuis : $A = 4.62\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{25\times30}{1000} = 0.75\ cm^2$ (C.V)

D)Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{67.65\times10^3}{250\times270} = 1.00\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 1.00\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa \quad (C.V)$$

❖ **Vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b-c-2\,;0.9d\right] = Min\left[20\ cm\,;24.3\ cm\right] = 20\ cm$$

$$\Rightarrow V_u = 67.65kN \leq 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times250\times200 = 333.33\ kN \quad (C.V)$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_l = 4.62\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1.15\times67.65\times10^3}{400} = 1.94\ cm^2 \quad (C.V)$$

E) Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq Min\left\{\frac{h}{35} = 8.57mm; \frac{b_0}{10} = 25mm; \phi_l = 14mm\right\}$$

On adopte $\emptyset_t \leq 8.57mm$, on prend : $\emptyset_t = 8$ mm

$$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0.5\ cm^2\ ;\ n_t = 4$$

$$A_t = a_t.n_t = 2.009\ cm^2 \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\ cm^2$$

F) Calcul de l'espacement:

- **Selon RPA 99** [1] « Art [7.5.2.2] »

$St \leq [h/4 ; 12ø1] = [7.5 ; 9.6]$ …… (Zone nodale)

$St \leq$ h/2=15cm …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

- St=7 cm (Zone nodale)
- St=15 cm (Zone courante)

On doit vérifier :

$A_t \geq A_{t\,min}$= 0,003.S_t.b $\Rightarrow$ A_t = 2.01cm^2 $\geq A_{t\,min}$ = 0,003. 15 .25 = 1.125 cm^2 (C.V)

- **Selon CBA93**

St = Min[0,9d;40 cm]=24.75 cm

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{0,9\ .A_t\ (\frac{f_e}{\gamma_s})}{b_0\ (\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,9 \times 2.01 \times (\frac{235}{1.15})}{25\ (1.00-(0,3\times 2.1))} = 39.96 \text{ cm} \qquad \text{(C.V)}$$

G) Section minimale des armatures transversales :

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times 250\times 243}{235} = 1.03 \text{ cm}^2 \qquad \text{(C.V)}$$

H) Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III.34. Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2ere condition	3eme condition
h/L ≥ 1/16	h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.30 = 0.09 ≥ 1/16=0.0625	h/ L = 0.3 / 3.30 = 0.09 Mt/(10Mo)=13.47/(10*56.31)=0.024	ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*27)=0.005 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
C.V	C.V	C.V

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

III.4. Les dalles pleines :

On distingue dans notre structure un seul type de dalle pleine de forme irrégulière triangle encastrée sur 2 cotés.

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.

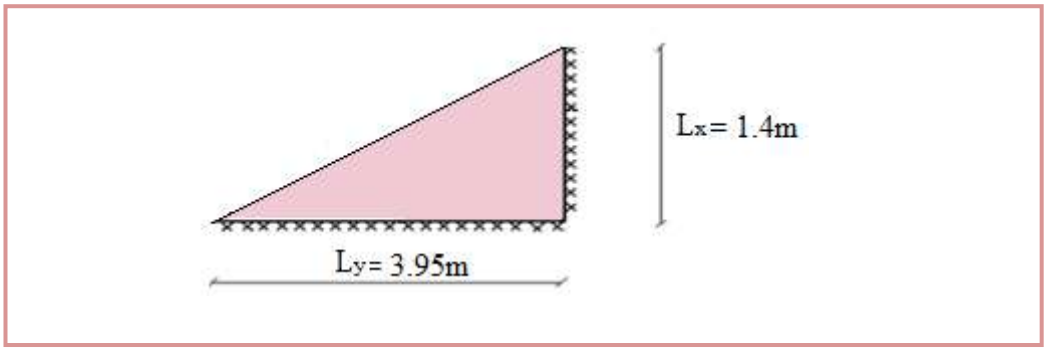


Figure III.23. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 2 cotés

III.4.1. Hypothèses de calcul :

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.
- On schématise :
  - un coté libre par trait continu.
  - un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.
- On appelle :
  - ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).
  - ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).
  - la ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zig-zag.
  - la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.4.2. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail ;

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

Travail extérieur = Travail intérieur.

a) Travail externe :

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

b) Travail interne :

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

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

III.4.3. Evaluation des sollicitations :

Tableau III.35.Evaluations des sollicitations

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	q_u	q_{ser}
Terrasse	7.49	1	11.61	8.49
Etage courant	6.95	1.5	11.63	8.45

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant.

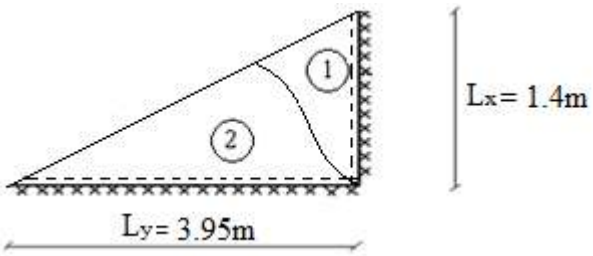
❖ **Travail externe :**

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

$T_{ext} = qS_1\frac{f}{3} + qS_2\frac{f}{3} = q.(S_1+S_2)\frac{f}{3}$

$T_{ext} = q\ S\frac{f}{3} = q\ (3.95x1.4x\frac{1}{2})\frac{f}{3}$

$T_{ext} = 0.92\ q\ f.$



❖ **Travail interne :**

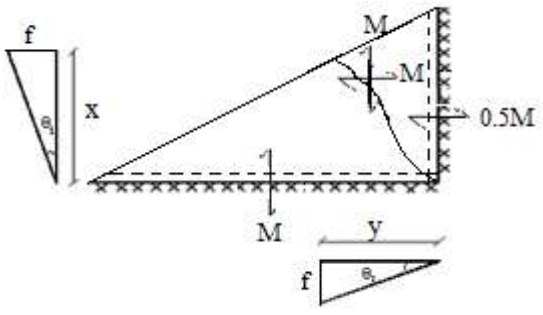
$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int}$

$T^1_{int} = 2.1M\frac{f}{y}$

$T^2_{int} = 7.9\ M\frac{f}{x}$ avec x = 0.35 (3.95-y)

$T^2_{int} = 22.57\ M\frac{f}{3.95-y}$

$T_{int} = Mf\frac{22.47x+8.29}{3.95y-y^2}$



❖ **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne : (Σ Text= Σ Tint)

$2.53\ q\ f.= Mf\ \frac{2.72y+22.8}{4y-y^2}$

$q = \frac{22.47y+8.29}{3.63y-0.92y^2} M$; $\frac{dq}{dy}= 0 \quad \Rightarrow \quad y= 1.30m$

M = 0.46 q

Donc :

$M_t = M = 0.46.q_u = 0.46 \times (11.63) = 5.35$ kN.m

$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 5.35 = 2.67$ kN.m

III.4.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.36. Les données

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

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.40}{3.95} = 0.35 \geq 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant une seule direction.

Tableau.III.37. Ferraillage de la dalle pleine

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
En travée	5.35	0.020	0.990	1.15	0.00	1.5	5HA10=3.92
En appuis	2.67	0.010	0.995	0.57	0.00	1.5	5HA10=3.92

A) Les armatures de répartition :

Tableau III.38. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	5HA8 = 2.31 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	5HA8 = 2.31 cm²

B) Vérification de l'espacement :

Tableau III.39. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	S adopté	Les armatures de répartitions	S adopté
En travée	St = 25 cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	25	St = 25 cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	25
En appuis	St = 25 cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	25	St = 25 cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	25

C) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{Q_u.L_x}{2} = 8.41 \text{ kN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{8.41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.06 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{(C.V)}$$

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

D) Vérification à l'ELS :

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.

➢ Détermination du moment service :

Tableau III.40. Calcul de M service

	M_{ser} (kN.m)
travée	$0.46*q_{ser}=0.46*8.45=3.88$
appuis	$0.5*M_t=0.5*3.88=1.94$

➢ Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.41. Vérification à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Travée	3.88	3.92	3.12	6087.13	0.64	1.99	C.V
appuis	1.94	3.92	3.12	6087.13	0.32	0.998	C.V

E) Vérification de la flèche : [2]

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

Tableau III.42. Vérifications préliminaires de la flèche de la dalle pleine

1^{ere} condition	2^{ere} condition	3^{eme} condition
$h/L_x \geq$ 1/35 à 1/27	$h/L_x \geq Mt/(20.M_0)$	$A_s/(b.d_x) \leq 2/fe$
h/ L = 0.15/1.40= 0.107 ≥ 0.028 à 0.037	h/ L_x = 0.15 / 1.40 = 0.107 $Mt/(20\ M_x)$= 3.88/(20*14.43)=0.09	$A_s/(b.d_x)$=3.92/(100*13.5)=0.0029 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
C.V	C.V	C.V

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

III.5. La dalle machine :

III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

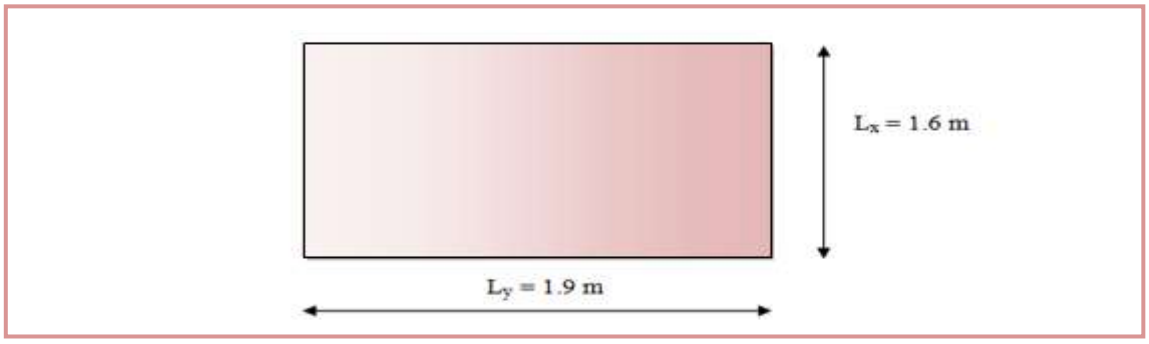


Figure III.24. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{45} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} \le e \le \frac{160}{40} \Rightarrow 3.56cm \le e \le 4cm$$

- **Condition de l'E.N.A.S.C :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.a. Charges permanentes G :

Tableau III.43. Charges permanentes

	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Dalle pleine	0,25	25	6,25

III.5.3.b. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

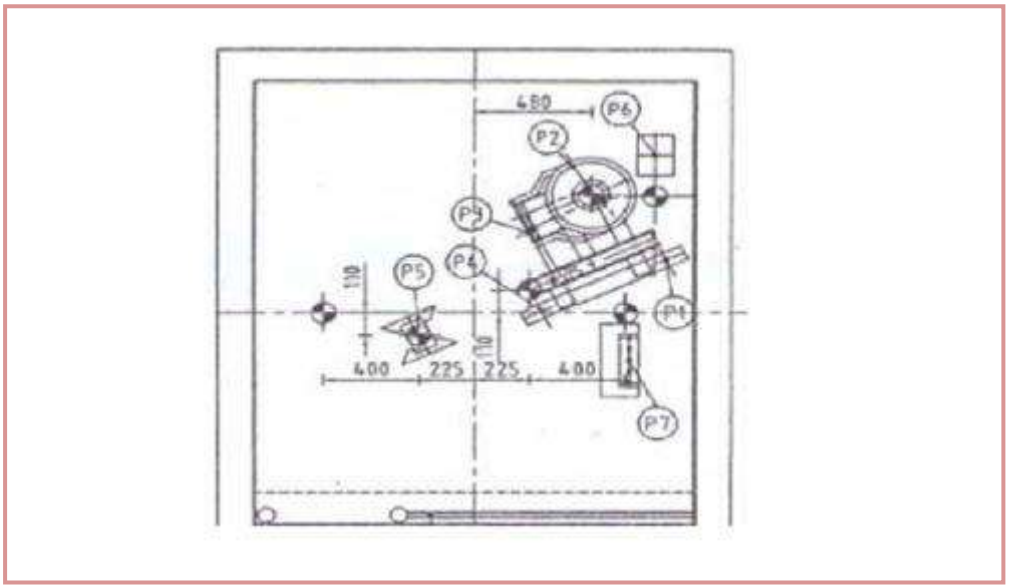


Figure III.25. Dimensions de la dalle machine

Tableau III.44. Les charges concentrées

P (kN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 160.53 kN/m^2$$

G_{tot}= 6.25 + 160.53 = 166.78 kN/m^2

III.5.3.c. La charge d'exploitation :

L'E.N.A.S.C exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

$$Q=5kN/m^2$$

Tableau III.45. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser} (kN/m^2)
166.78	5	232.65	171.78

III.5.4. Calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.60}{1.90} = 0.84 \geq 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant les deux directions ;

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

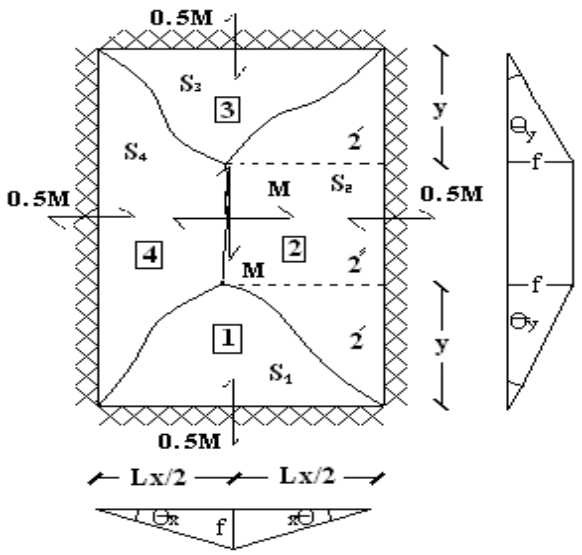


Figure III.26. Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

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

Avec :

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

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

$T_{ext}^2 = 2.T_{ext}^{2\prime} + T_{ext}^{2\prime\prime} = q.f\left(\frac{1}{4}\ l_x.l_y - \frac{1}{3}\ l_x\ .y\right)$

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

❖ **Travail interne :**

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

Avec :

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

$T_{int}^1 = 0{,}5\ .M.l_x\ .\theta_y + M.l_x\ .\theta_y \qquad \theta_y = {}^{f}/_{y}$

$T_{int}^1 = 1{,}5\ .M.l_x\ .\frac{f}{y}$

$T_{int}^2 = 0{,}5\ .M.l_y\ .\theta_x + M.l_y\ .\theta_x \qquad \theta_x = {}^{2f}/_{l_x}$

$T_{int}^2 = 3\ .M.l_y\ .\frac{f}{l_x}$

$T_{int} = 3.M.f\ \left(2\frac{l_y}{l_x} + \frac{l_x}{y}\right)$

❖ **Principe du travail virtuel :**

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

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.60}{y} + 2.375\right)}{1.52 - 0.53y} \text{.....(*)}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y "

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1.26\ y^2 + 1.696\ y - 2.432\ = 0 \Rightarrow y = 0.87\ \text{m}$$

On remplace " y " dans l'equation (*) on trouve : M=0.084 q

$$M_t = M = 0.084\ .q_u = 0.084 \times (232.65\ ) = 19.54\ \text{kN.m}$$

$$M_a = 0.5.M\ = 0.5 \times 19.54 = 9.77\ \text{kN.m}$$

III.5.5. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.46. Les données

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

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\,cm \\ d_y = 22.4 - \frac{1+1}{2}. = 21.5\,cm \end{cases}$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.47. Calcul des sections d’acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	19.54	0.027	0.986	2.53	0.00	2.50
	En appuis	9.77	0.0136	0.993	1.26	0.00	2.50
Sens x	En travée	19.54	0.0297	0.985	2.65	0.00	2.50
	En appuis	9.77	0.0148	0.993	1.32	0.00	2.50

A) Condition de non fragilité :

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

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 5HA10 = 3.92\,cm^2 \\ A_y = 5HA10 = 3.92\,cm^2 \end{cases}$

B) Condition d'espacement :

$$\overline{S_t} = Min[3h = 75\,cm, 33\,cm] = 33\,cm$$

On prend : S = 25 cm

C) Vérification de l'effort tranchant :

➢ **Suivant Lx:**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0.d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = 130.97 \text{ kN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{130.97 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.58 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{(C.V)}$$

➢ **Suivant Ly:**

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 124.08\,kN$$

$$\tau_u = \frac{124.08 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.577 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{(C.V)}$$

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

D) Vérification à l'E.L.S :

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.

➢ Détermination du moment service :

Tableau III.48. Calcul de M service

		M_{ser} (kN.m)
Sens x	travée	$0.084*q_{ser}=0.084*171.78=14.43$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*14.43=7.21$
Sens y	travée	$0.084*q_{ser}=0.084*171.78=14.43$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*14.43=7.21$

➢ Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.49. Vérification à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	14.43	3.92	5.59	23636.31	0.64	3.56	C.V
	appuis	7.21	3.92	5.59	23636.31	0.305	1.705	C.V
Sens x	travée	14.43	3.92	4.47	20030.38	0.72	3.22	C.V
	appuis	7.21	3.92	4.47	20030.38	0.36	1.62	C.V

E) Vérification de la flèche : [2]

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

Tableau III.50. Vérifications préliminaires de la flèche de la dalle machine

1ere condition	2ere condition	3eme condition
$h/L_x \geq$ 1/35 à 1/27	$h/L_x \geq Mt/(20.M_x)$	$A_s/(b.d_x) \leq 2/fe$
h/ L = 0.25/1.60= 0.156 ≥ 0.028 à 0.037	h/ L_x = 0.25 / 1.60 = 0.156 Mt/(10 M_x)=14.43/(20*14.43)=0.05	$A_s/(b.d_x)$=3.92/(100*22.5)=0.0017 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
C.V	C.V	C.V

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

F) Vérification du poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 125 kN , γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u = 125 KN < 1875 kN…… (C.V)

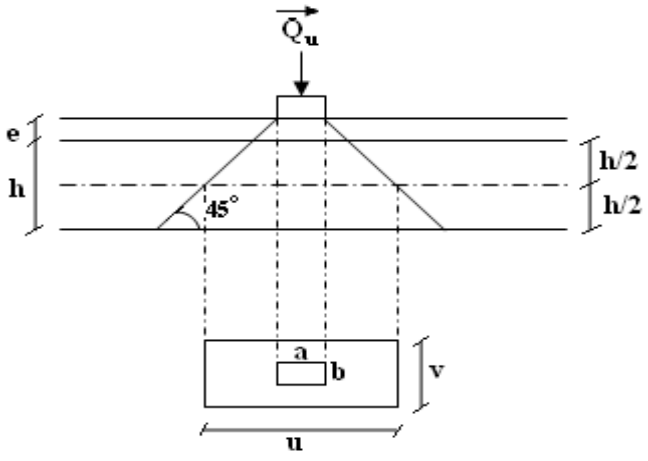


Figure III.27. La vérification de non poinçonnement

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

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 :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité ;
- ❖ Assurer une transmission directe des charges aux fondations ;
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

IV.2.1. Régularité en plan : [1] « [Art 3.5.1.a] »

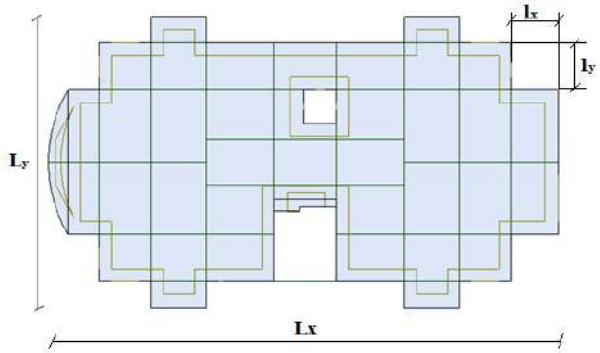
- la structure présente une configuration sensiblement symétrique suivant les deux directions x et y. (C.V)
- à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment

15% . L_x = 0.15×30.40 = 4.56 (C.V)

15% . L_y = 0.15×16.72 = 2.50 (C.V)

Pour le 7ème étage:

15% . L_x = 0.15×17.20 = 2.58 m (C.V)



- la forme du bâtiment est compacte tel que :

  L_x / L_y = 1.82 < 4 (C.V)

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

$\Sigma l_x / L_x = 0.13 < 0.25$ (C.V)

$\Sigma l_y / L_y = 0.28 > 0.25$ (C.N.V)

- les planchers sont rigides suffisamment vis-à-vis de celle des contreventements verticaux, et le rapport de la surface des ouvertures (l'ouverture de l'escalier et d'ascenseur) sur la surface totale = $\frac{(4.72\times3.7)+(1.9\times1.6)}{(30.40\times16.72)}\times100 = 4.03\% < 15\%$(C.V)

✓ Donc le bâtiment est classé irrégulier en plan car les critères classés ci-dessus ne sont pas tous satisfaits: [1] « [Art 3.5.2] »

IV.2.2. Régularité en élévation : [1] « [Art 3.5.1.b] »

- Dans le cas de notre bâtiment il existe un décrochement en élévation entre le 7eme et le 6eme étage dont la variation des dimensions en plan entre ces deux niveaux dépasse 20%

$$\frac{17.20}{30.40} \times 100 = 56.58\% > 20\%$$

✓ Donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation [1] « [Art 3.5.3] »

IV.3. Caractéristiques dynamiques de la structure:

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.3.1 Centre de masse:

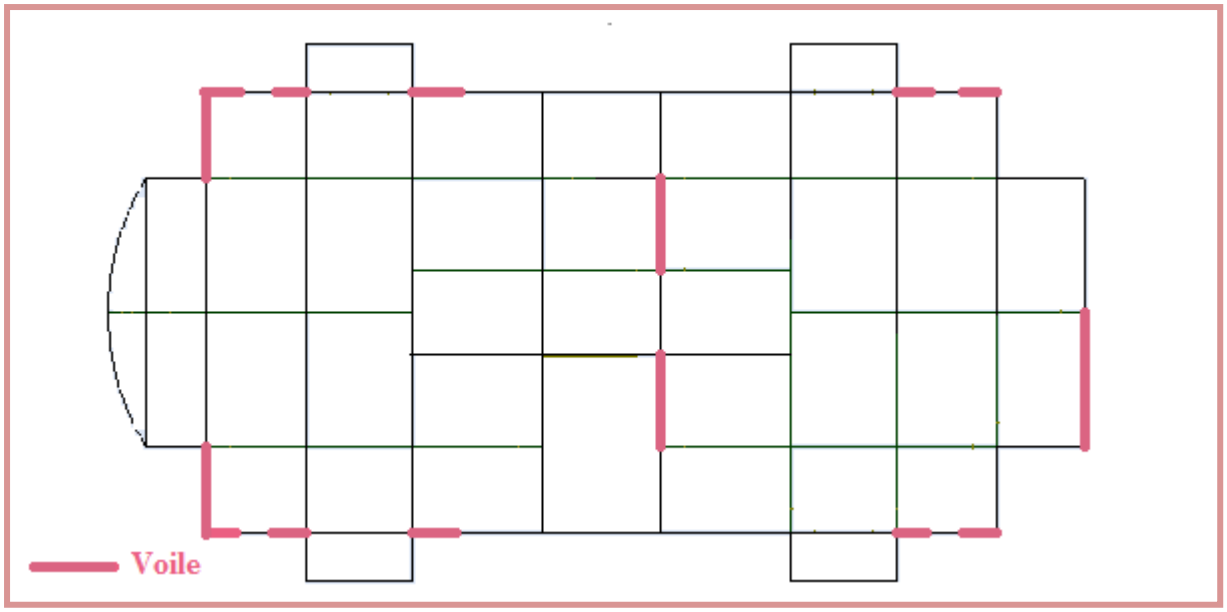
Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

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

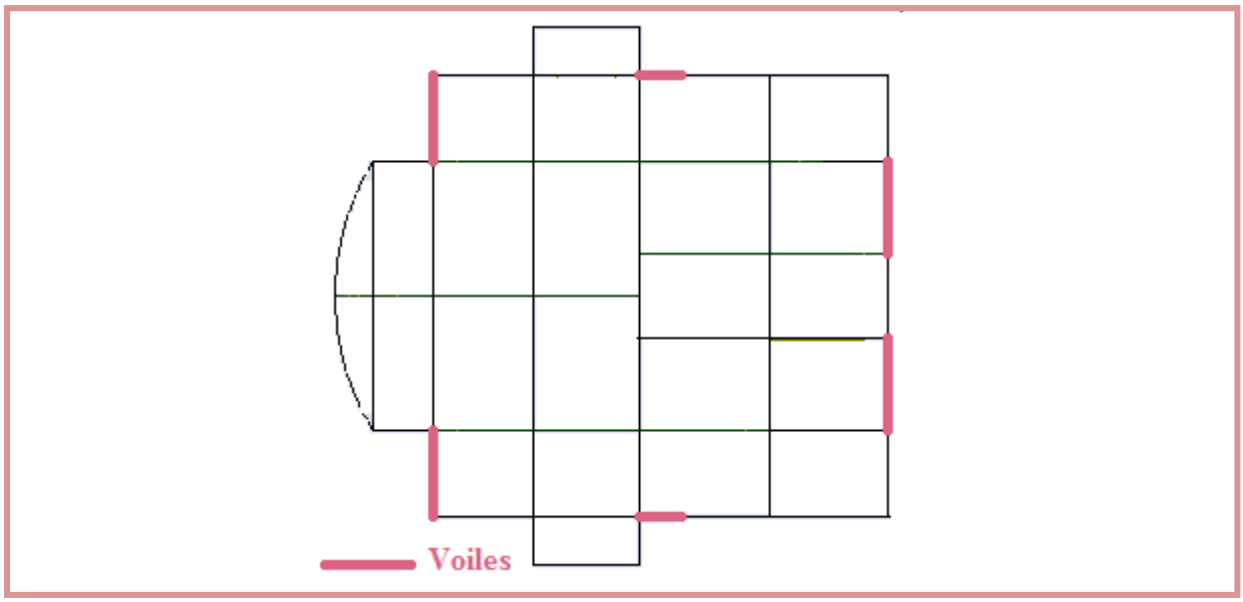
$$X_G = \frac{\Sigma W_i . X_i}{\Sigma W_i} \qquad Y_G = \frac{\Sigma W_i . Y_i}{\Sigma W_i}$$

Avec:

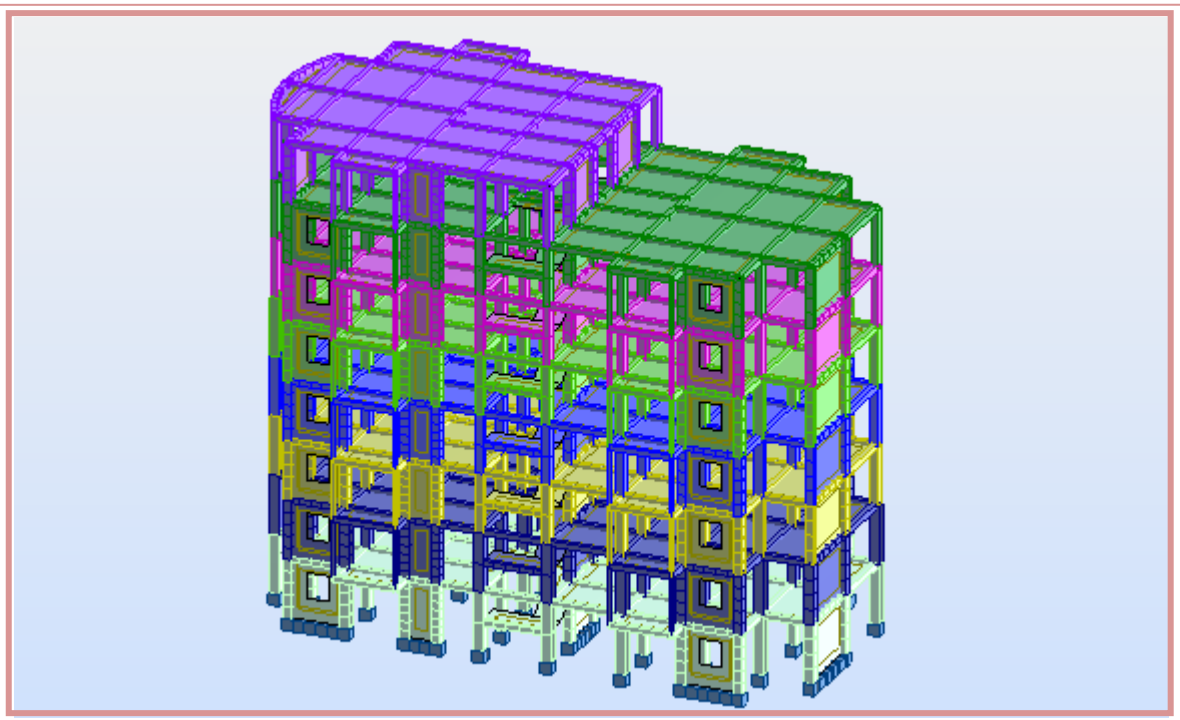
- W_i : poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.
- X_i ; Y_i : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.
- X_G; Y_G : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.



Figures IV.1.disposition des voiles aux ES, RDC et (1er ,2ème ,3ème ,4ème ,5ème et 6ème) étages (vue 2D)



Figures IV.2.disposition des voiles au denier étages (vue 2D)



Figures IV.3.disposition des voiles aux ES, RDC et étages (vue 3D)

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+25.84	1046.15	9624.58	8745.81	9.20	8.36
+22.61	1764.48	26449.55	14627.53	14.99	8.29
+19.38	1815.78	27254.85	14798.60	15.01	8.15
+16.15	1987.46	29851.64	16237.54	15.02	8.17
+12.92	1987.46	29851.64	16237.54	15.02	8.17
+9.69	1987.46	29851.64	16237.54	15.02	8.17
+6.46	2179.35	32777.42	17848.87	15.04	8.19
+3.23	2167.35	32596.94	17728.92	15.04	8.18

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- Toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Tout 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'axes choisi, il est défini par les formules suivantes:

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

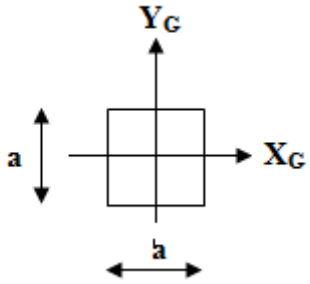
Avec :

- $I_{XG\,i}$ et $I_{YG\,i}$ l'inertie suivant les axes (ox) et (oy) respectivement de chaque élément de contreventement (poteaux, voiles).
- X_i et Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.
- X_T et Y_T les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein 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 :

a) Poteaux carrés :



$I_X = I_Y = a^4 / 12$

Figure .IV.4. Caractéristiques géométriques d'un poteau carré

b) Voiles pleins:

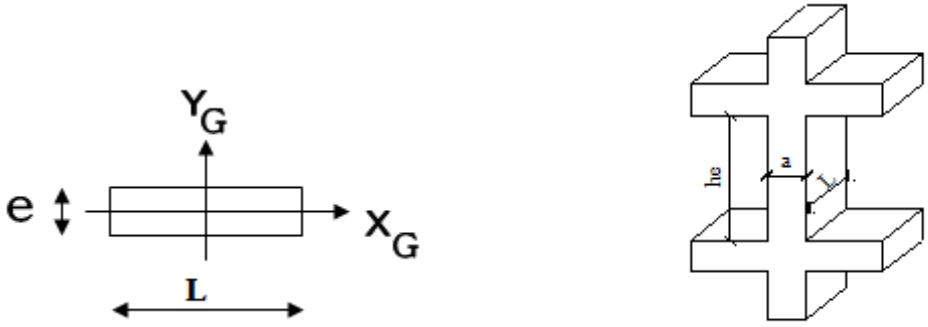


Figure .IV.5. Caractéristique géométriques d'un refend plein

Le moment d'inertie par rapport à "ox"ou "oy" :

- $I_{XG} = La^3/12$ par rapport à "X_G".
- $I_{YG} = aL^3/12$ par rapport à "Y_G".

c) Voiles avec ouverture :

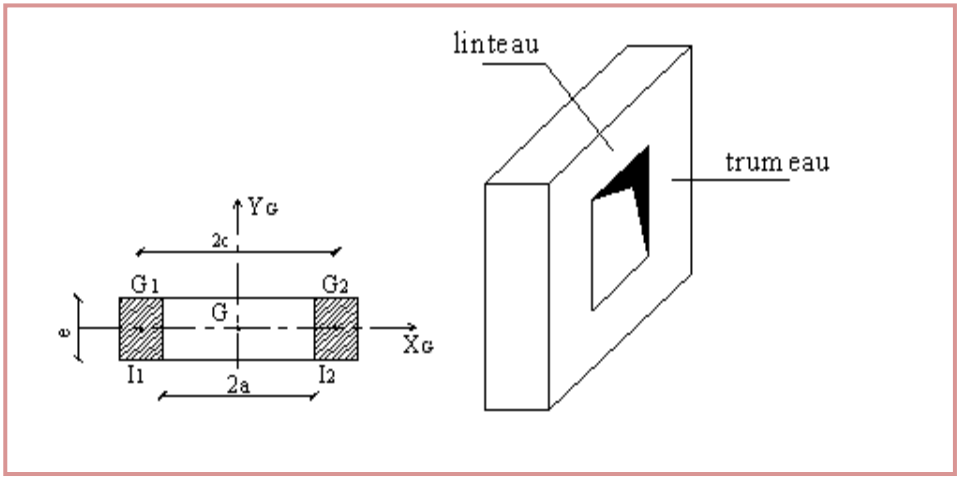


Figure .IV.6. Caractéristique géométriques d'un refend avec une seule ouverture

Remarque: [5] si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

(Coefficient de monolithisme des voiles) $\alpha = w.H_0$

H_0: hauteur totale du refend.

et $w^2 = \dfrac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$

❖ <u>Vérification de l'ouverture :</u> [5]

➢ Linteau :

$i = a.h^3/12$

➢ Trumeau :

$B_1 = B_2 = a.b$

$I_1=I_2= a.b^3/12$ (moment d'inertie par rapport aux c.d.g G_1 et G_2)

$I_0=I_1+I_2$ (somme des innerties)

$I = I_0+B_1c_1^2+B_2c_2^2$(moment d'inertie de la section composée de B1+B2 par rapport à G)

$$m = \frac{2cB_1.B_2}{B_1 + B_2}$$

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

$$w_2 = \frac{3.i.I.c}{I_0;m.a_0^3.H}$$

a_0: demi portée de l'ouverture.

H: hauteur d'étage.

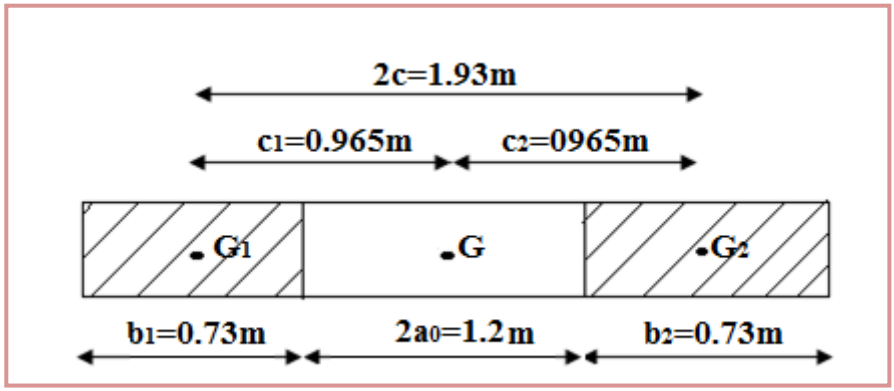


Figure V.7. Caractéristiques géométriques de voile avec ouvertures

❖ Résultats de calcul :

$i = 7.66\times10^{-2}\ m^4$

$B_1 = B_2 = 0.1095\ m^2$

$I_1 = I_2 = 4.86\times 10^{-3}\ m^4$

$I_0 = 9.72\times 10^{-3}\ m^4$

$I = 0.213\ m^4$

$m = 0.1056\ m^3$

$w = 8.12\ m^{-1}$ $\alpha = 26.23$

Donc: $\alpha > 10$ On a un refend plein.

Tableau IV.2. Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+25.84	255.54	332.30	2555.40	2778.02	10.00	8.36
+22.61	455.69	1530.10	6621.17	11414.54	14.53	7.46
+19.38	467.79	1530.98	6801.66	11421.11	14.54	7.46
+16.15	511.36	1674.13	7460.74	12539.23	14.59	7.49
+12.92	511.40	1674.17	7461.32	12539.53	14.59	7.49
+9.69	511.44	1674.21	7461.90	12539.83	14.59	7.49
+6.46	559.99	1834.06	8203.85	113792.13	14.65	7.52
+3.23	550.10	1825.29	8102.97	13726.18	14.73	7.52

IV.3.3. Excentricité :

IV.3.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
+25.84	9.20	10.00	0.80	8.36	8.36	0.00
+22.61	14.99	14.53	0.46	8.29	7.46	0.83
+19.38	15.01	14.54	0.47	8.15	7.46	0.69
+16.15	15.02	14.59	0.43	8.17	7.49	0.68
+12.92	15.02	14.59	0.43	8.17	7.49	0.68
+9.69	15.02	14.59	0.43	8.17	7.49	0.68
+6.46	15.04	14.65	0.39	8.19	7.52	0.67
+3.23	15.04	14.73	0.31	8.18	7.52	0.66

IV.3.3.2. Excentricité accidentelle : [1] « [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 :

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+25.84	17.20	16.72	0.86	0.84
+22.61	30.40	16.72	1.52	0.84
+19.38	30.40	16.72	1.52	0.84
+16.15	30.40	16.72	1.52	0.84
+12.92	30.40	16.72	1.52	0.84
+9.69	30.40	16.72	1.52	0.84
+6.46	30.40	16.72	1.52	0.84
+3.23	30.40	16.72	1.52	0.84

IV.3.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [1] « [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 ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	$E_{xThéo}$	E_{xACC}	$E_{xThéo}+E_{xACC}$	$E_{xThéo}-E_{xACC}$	$E_{y\ Théo}$	E_{yACC}	$E_{yThéo}+E_{yACC}$	$E_{yThéo}-E_{yACC}$
+25.84	0.80	0.86	1.66	-0.06	0.00	0.84	0.84	-0.84
+22.61	0.46	1.52	1.98	-1.06	0.83	0.84	1.67	-0.01
+19.38	0.47	1.52	1.99	-1.05	0.69	0.84	1.53	-0.15
+16.15	0.43	1.52	1.95	-1.09	0.68	0.84	1.52	-0.16
+12.92	0.43	1.52	1.95	-1.09	0.68	0.84	1.52	-0.16
+9.69	0.43	1.52	1.95	-1.09	0.68	0.84	1.52	-0.16
+6.46	0.39	1.52	1.91	-1.13	0.67	0.84	1.51	-0.17
+3.23	0.31	1.52	1.83	-1.21	0.66	0.84	1.50	-0.18

IV. 4. Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Introduction :

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

- ❖ Méthode statique équivalente ;
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.2. Méthode statique équivalente :

- ➢ Conditions d'applications de la méthode statique équivalente : [1] « [Art 4.1.2] »

1. En zone III le bâtiment étudier a une hauteur au plus égale à : 30 m (C.V)
2. La régularité de la structure : La configuration de notre structure est irrégulière (C.N.V) ⇒ (En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht = 25.84 m > 17 m (C.N.V))

- ✓ Donc selon le RPA99 version 2003 « [Art 4.1.2] », les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
  La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis « ROBOTBAT 2010 ».

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

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

IV.4.3.2. Principe :

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

IV.4.3.3. Modélisation de la structure :

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.
A cet effet, nous avons modélisé notre ouvrage par le modèle suivant :

- ✓ Un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

L'étude dynamique sera menée automatiquement suivant la méthode d'analyse modale spectrale moyennement du logiciel de calcul « ROBOTBAT2010 »

Présentation de logiciel « ROBOBAT2010 » :

Ce programme procède à deux options d'analyse, statique et dynamique elles peuvent être active simultanément, ceci nécessite un fichier de données qui doit être élaboré sur la base d'un modèle mathématique représentant le comportement du système étudier.
La présentation du fichier implique les étapes suivantes :

- ❖ Description géométrique de la structure ;
- ❖ Description des matériaux et des propriétés des sections des éléments résistants ;
- ❖ Introduction des combinaisons des charges pour obtenir la repense de la structure.

IV.4.3.4. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a) Coefficient d'accélération A : [1] « [Tab 4.1] »

Tableau IV.6. Coefficient d'accélération de zone A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
III	0.35	0.30	**0.25**	0.15

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre structure on a : (zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A = 0,25.

b) Facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \Rightarrow \xi = 7\ \%$ [1] « [Tab.4.2] »

Avec remplissage dense ⇒ $\eta = 1.838$

c) Coefficient de comportement R : [1] « [Tab.4.3] »

Conformément à l'article « [3.4.A.4.b] » du RPA 99 version 2003, 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 : [1] « [Tab.4.4] »

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1+ 0.1 = 1.10$$

$$Q_y = 1+ 0.15 = 1.15$$

e) Périodes caractéristiques : [1] « [Tab.4.7] »

$T_1 = 0.15$ sec
$T_2 = 0.40$sec
} Site 2

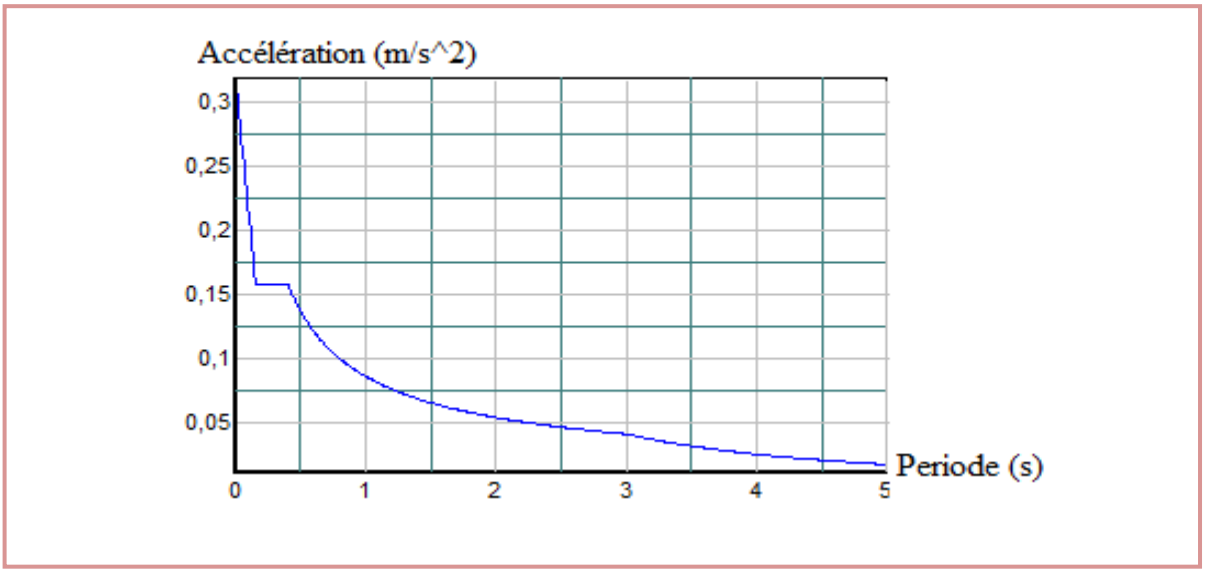


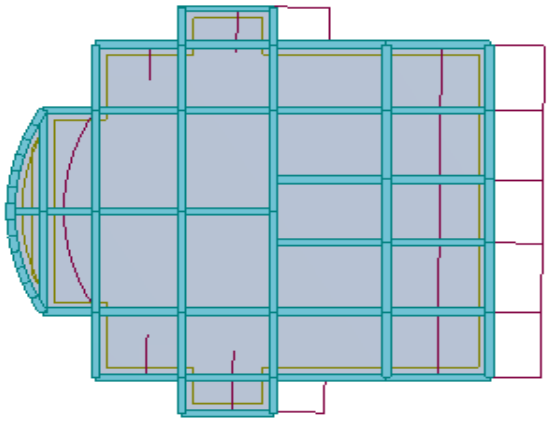
Figure IV.8. Spectre de réponse

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique:

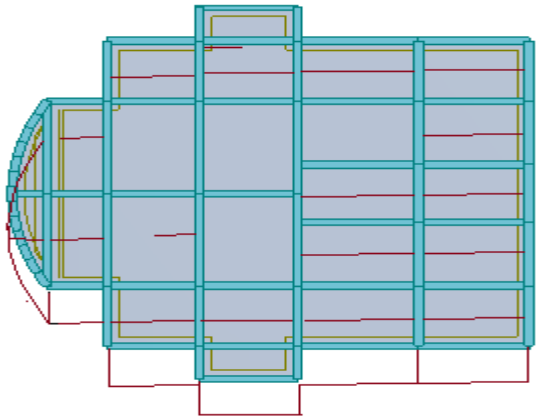
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification 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 .

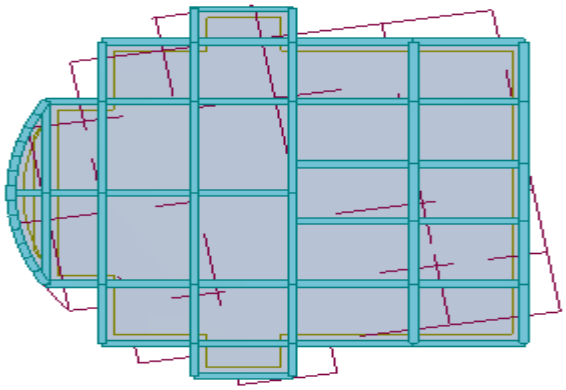
IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.9. Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale U_X(%)	Masse modale U_Y(%)	Masse modale R_Z(%)
Mode 1	67.64	0.00	0.00
Mode 2	0.00	64.18	0.00
Mode3	0.01	2.72	0.04

Mode 1	Mode 2	Mode3
Translation suivant l'axe (x)	Translation suivant l'axe (y)	Rotation autour de Z

IV.5.2. 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. [1] « [Art4.3.4.a] »

Tableau IV.9. Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.71	67.64	0.00	0.00
2	0.66	67.64	64.18	0.00
3	0.50	67.65	66.91	0.00
4	0.20	84.46	66.91	0.00
5	0.18	84.46	83.79	0.00
6	0.13	84.46	85.21	0.00
7	0.11	89.95	85.21	0.00
8	0.08	89.95	91.10	0.00
9	0.07	93.53	91.10	0.00

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 9ème mode.

IV. 5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] « [Art 4.3.6] »

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Calcul de la force sismique totale : [1] « [Art 4.2.3] »

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

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

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

- **A : coefficient d'accélération de zone :** A = 0,25
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

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

T_2 = 0,50 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 = 1.838

T : période fondamentale, on utilise la formule : $T = C_T.h_N^{3/4}$ [1] « [Art 4.2.4] »

- C_T =0.05 [1] « [Tab 4.6] »
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h_N = 25.84m).

T = 0.57s

On peut également utiliser la formule fondamentale suivant les deux directions :

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

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

Tx= 0.43s

Ty=0.58s

- Tx= 0.43s ϵ (0.40s ;3s) ⇒ $D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 4.37$
- Ty= 0.58s ϵ (0.40s ; 3s) ⇒ $D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 3.58$

- **R : coefficient de comportement global de la structure :** R = 5
- **Q : facteur de qualité :** $Q_x = 1.10$

  $Q_y = 1.15$
- **W : poids total de la structure :**

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

$\beta = 0.2$ [1] « [Tab 4.5] »

W= 14935.52 kN

Tableau IV.10. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$(kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	4.37	3.58	5	1.10	1.15	14935.52	3589.75	3074.47

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	3589.75	4521.56	2871.80	C.V
y	3074.47	4352.29	2459.58	C.V

IV. 5.4. 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 : $M_{tx} = X_G.Wi$; $M_{ty} = Y_G.Wi$

Avec :

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

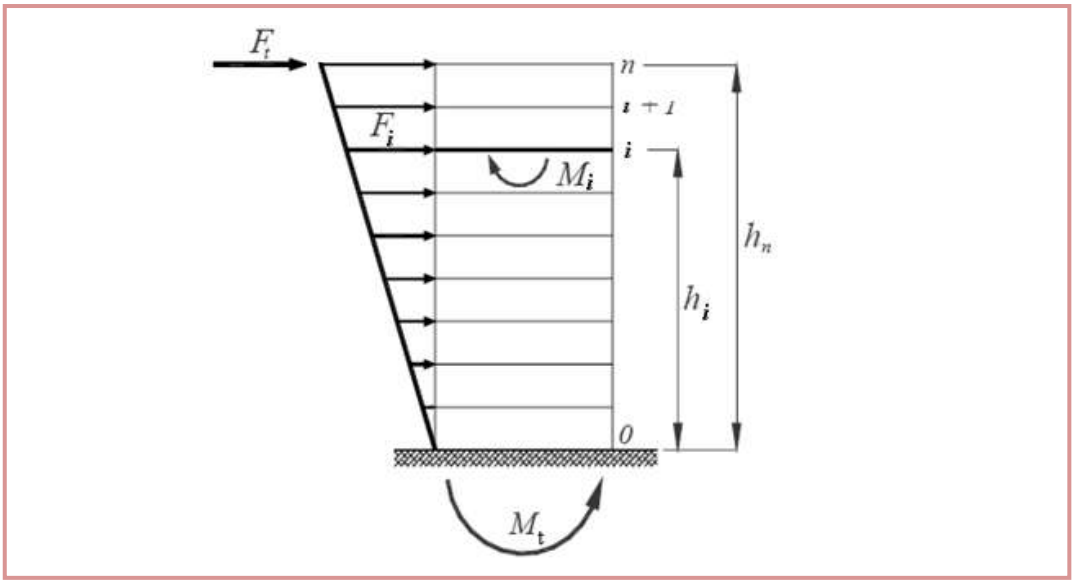


Figure IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 5.4.1. 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 :

- $T_X = 0{,}43$ s ⇒ Ft = 0
- $T_Y = 0{,}58$ s ⇒ Ft = 0

Donc:

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

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

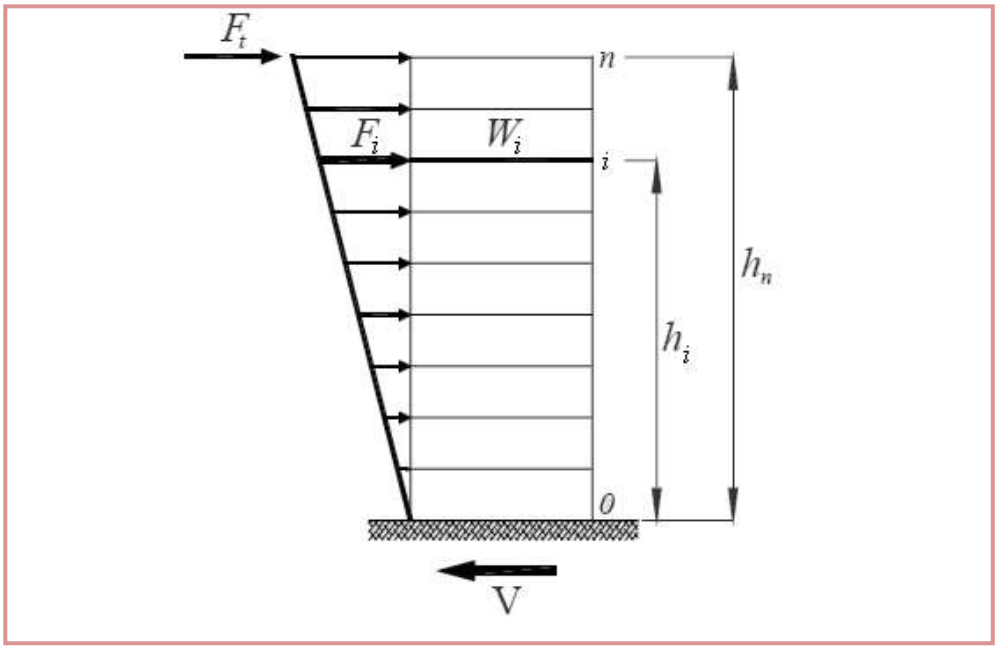


Figure IV.11. Distribution des forces sismiques

Tableau IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Vx = 4521.56 kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+25.84	1046.15	27032.52	0.135	610.41
+22.61	1764.48	39894.89	0.199	899.79
+19.38	1815.78	35189.82	0.176	795.79
+16.15	1987.46	32097.48	0.160	723.45
+12.92	1987.46	25677.98	0.128	578.76
+9.69	1987.46	19258.49	0.096	434.07
+6.46	2179.35	14078.60	0.071	321.03
+3.23	2167.35	7000.54	0.035	158.26
Σ		200230.32	1.00	4521.56

Tableau IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Vy = 4352.29 kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+25.84	1046.15	27032.52	0.135	587.56
+22.61	1764.48	39894.89	0.199	866.11
+19.38	1815.78	35189.82	0.176	766.00
+16.15	1987.46	32097.48	0.160	696.37
+12.92	1987.46	25677.98	0.128	557.09
+9.69	1987.46	19258.49	0.096	417.82
+6.46	2179.35	14078.60	0.071	309.01
+3.23	2167.35	7000.54	0.035	152.33
SOMME		200230.32	1.00	4352.29

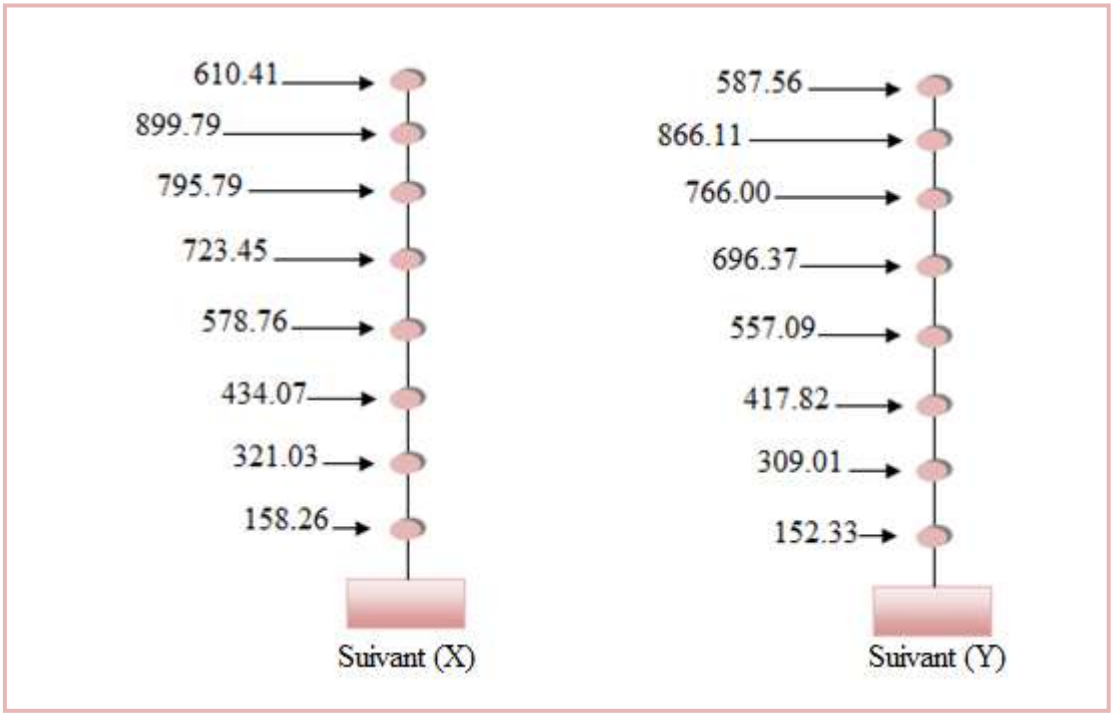


Figure IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X et Y)

IV. 5.4.2. Moment de renversement :

Tableau IV.14. Calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+25.84	610.41	587.56	15772.99	15182.55
+22.61	899.79	866.11	20344.25	19582.75
+19.38	795.79	766.00	15422.41	14845.08
+16.15	723.45	696.37	11683.72	11246.38
+12.92	578.76	557.09	7477.58	7197.60
+9.69	434.07	417.82	4206.14	4048.68
+6.46	321.03	309.01	2073.85	1996.20
+3.23	158.26	152.33	511.18	492.03
$\sum M_0$			77492.12	74591.27

IV. 5.4.3. Moment stabilisant :

Tableau IV.15. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
+25.84	1046.15	9.20	8.36	9624.58	8745.81
+22.61	1764.48	14.99	8.29	26449.55	14627.53
+19.38	1815.78	15.01	8.15	27254.85	14798.60
+16.15	1987.46	15.02	8.17	29851.64	16237.54
+12.92	1987.46	15.02	8.17	29851.64	16237.54
+9.69	1987.46	15.02	8.17	29851.64	16237.54
+6.46	2179.35	15.04	8.19	32777.42	17848.87
+3.23	2167.35	15.04	8.18	32596.94	17728.92
$\sum M_t$				218276.26	122462.35

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

Tableau IV.16. Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	$\frac{M_{tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
218276.26	122462.35	77492.12	74591.27	2.81	1.64	C.V

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1] \text{ « [Art 4.4.3] »}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù 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 [1] « [Art 5.10] » le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1.00% de la hauteur de l'étage :

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

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+25.84	2.10	10.50	1.50	3.23	C.V
+22.61	1.80	9.00	1.50	3.23	C.V
+19.38	1.50	7.50	1.50	3.23	C.V
+16.15	1.20	6.00	1.50	3.23	C.V
+12.92	0.90	4.50	1.50	3.23	C.V
+9.69	0.60	3.00	1.50	3.23	C.V
+6.46	0.30	1.50	1.00	3.23	C.V
+3.23	0.10	0.50	0.50	3.23	C.V
+0.00	0.00	0.00			

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+25.84	2.30	11.50	1.50	3.23	C.V
+22.61	2.00	10.00	2.00	3.23	C.V
+19.38	1.60	8.00	1.50	3.23	C.V
+16.15	1.30	6.50	2.00	3.23	C.V
+12.92	0.90	4.50	1.50	3.23	C.V
+9.69	0.60	3.00	1.50	3.23	C.V
+6.46	0.30	1.50	1.00	3.23	C.V
+3.23	0.10	0.50	0.50	3.23	C.V
+0.00	0.00	0.00			

IV. 5.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] « Art [5.9] »

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

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

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

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

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

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+25.84	1046.15	610.41	610.41	1.50	0.0010	C.V
+22.61	2810.63	899.79	1510.20	1.50	0.0012	C.V
+19.38	4626.41	795.79	2305.99	1.50	0.0015	C.V
+16.15	6613.87	723.45	3029.44	1.50	0.0020	C.V
+12.92	8601.33	578.76	3608.20	1.50	0.0027	C.V
+9.69	10588.79	434.07	4042.27	1.50	0.0040	C.V
+6.46	12768.14	321.03	4363.30	1.00	0.0045	C.V
+3.23	14935.52	158.26	4521.56	0.50	0.0051	C.V

Tableau IV.20. Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+25.84	1046.15	587.56	587.56	1.50	0.0010	C.V
+22.61	2810.63	866.11	1453.67	2.00	0.0017	C.V
+19.38	4626.41	766.00	2219.67	1.50	0.0016	C.V
+16.15	6613.87	696.37	2916.04	2.00	0.0028	C.V
+12.92	8601.33	557.09	3473.13	1.50	0.0038	C.V
+9.69	10588.79	417.82	3890.95	1.50	0.0042	C.V
+6.46	12768.14	309.01	4199.96	1.00	0.0046	C.V
+3.23	14935.52	152.33	4352.29	0.50	0.0053	C.V

- ✓ On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

Conclusion :

Les dimensions définitives sont :

- ❖ Poteaux entre sol, RDC et 1er étage : (50×50) cm^2
- ❖ Poteaux 2ème, 3ème et 4ème étages : (45×45) cm^2
- ❖ Poteaux 5ème, 6ème et 7ème étages: (40×40) cm^2
- ❖ Poutres principales : (30×35) cm^2
- ❖ Poutres secondaires : (30×35) cm^2
- ❖ Voiles de l'entre sol : 20cm
- ❖ Voiles des étages : 15cm

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

V.2. Etude thermique :

Le béton se déforme linéairement (se dilate) sous l'effet de la température.
L'article « [A.3.1.3.3] » du C.B.A.93 qu'à défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c
- Pour le proche et le moyen sud : 45°c et -20°c
- Pour l'extrême sud : +50°c et -30^0c

Dans l'article « [B.5.1] » du même règlement, on lit qu'on peut ne pas tenir compte des effets de retrait et des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au maximum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25m dans les autres wilayas du tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.
- ✓ Vu que la longueur de notre bâtiment dépassant 25m (L_X= 30.40 m) ; il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température lors du calcul des sollicitations.

V.2.1. Effets de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

V.2.2. Contraintes thermiques :

Les contraintes thermiques résultent des changements de température. Elles peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux. Les deux principales sources de contraintes thermiques sont la dilatation (sous augmentation de température) ou le rétrécissement (sous diminution de température).

V.2.3. Calcul à l'aide du logiciel (ROBOT PROFESSIONAL 2010) :

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel ROBOT PROFESSIONAL 2010, en introduisant le gradient de Température comme charge d'accompagnement, Appliquée sur les parties horizontales les plus exposées à la variation de température (poutres et dalles).

- Pour le gradient de température :

ΔT = 50º C (de -15° C à 35° C) pour l'Algérie du nord -climat tempéré- .

V.3. Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

V.3.1. Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":

- **États limites de service (E.L.S) :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation:

- G + Q
- G + Q ± 0.6T

- **Etats limites ultimes (E.L.U) :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- 1,35G + 1,5 Q
- 1,35G + 1,5 Q ± 0.8T

V.3.2. Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":

- **Etats limites accidentels (E.L.A) :**

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par (portique/voiles) sont :

- G +Q ± E
- 0,8G ± E

Avec : G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation ;

T : effet thermique ; E : charge sismique.

V.4. Ferraillage des poutres :

V.4.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma s = 1.15.$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma s = 1$
$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ MPa	$\overline{\sigma_s} = 348$ MPa	$\overline{\sigma_b} = 18.48$ MPa	$\overline{\sigma_s} = 400$ MPa

- **Les sections:**
  - Poutres principales **(bxh)** = (30x35) cm^2
  - Poutres secondaires **(bxh)** = (30x35) cm^2

V.4.2. Recommandation RPA99 : [1] « Art [7.5.2] »

V.4.2.1. Les 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 : $A_{min} = 0{,}5\% \times b \times h$
  Pour les poutres principales et secondaires (30×35) : $A_{min} = 5.25\ cm^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante ⇒ $A_{max} = 42\ cm^2$
  - 6% en zone nodale ⇒ $A_{max} = 63\ cm^2$
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en Zone III.

V.4.2.2. Les armatures transversales : [1] « Art [7.5.2.2] »

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$S_t \leq \min[\frac{h}{4}; 12\phi_t]$ en zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone courante.

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

- <u>Ferraillage longitudinal des poutres principales :</u>

Tableau V.2. Ferraillage longitudinales des poutres principales

	Niveau	Position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	33.42	1.35G+1.5Q	0.00	3.07	3HA14=4.62
		Appui	-110.54	G+Q+Ey	0.00	9.50	5HA16=10.05
	Etage	Travée	64.90	1.35G+1.5Q	0.00	6.22	6HA12=6.78
		Appui	-129.64	G+Q+Ey	0.00	11.41	6HA16=12.06
Rive	Terrasse	Travée	14.95	1.35G+1.5Q	0.00	1.34	3HA14=4.62
		Appui	-81.68	G+Q+Ey	0.00	6.80	3HA14+2HA12= 6.88
	Etage	Travée	13.60	1.35G+1.5Q	0.00	1.22	3HA14=4.62
		Appui	-78.82	G+Q+Ey	0.00	6.53	6HA12=6.78

➢ Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	27.10	1.35G+1.5Q+0.8T	0.00	2.47	3HA12=3.39
		Appui	-68.49	G+Q+Ex	0.00	5.62	6HA12=6.78
	Etage	Travée	27.82	1.35G+1.5Q	0.00	2.54	3HA12=3.39
		Appui	-92.29	G+Q+Ex	0.00	7.77	6HA14=9.23
Rive	Terrasse	Travée	4.26	1.35G+1.5Q+0.8T	0.00	0.37	3HA12=3.39
		Appui	-72.98	G+Q+Ex	0.00	6.01	6HA12=6.78
	Etage	Travée	4.74	1.35G+1.5Q+0.8T	0.00	0.42	3HA12=3.39
		Appui	-82.19	G+Q+Ex	0.00	6.84	3HA14+2HA12= 6.88

V.4.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Avec : $A_{min\ CBA} = \frac{b \times h}{1000}$

Tableau V.4. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA =1.05 cm^2	A_{min} RPA =5.25 cm^2	A_{maxT}RPA = 42 cm^2	A_{maxA}RPA= 63cm^2	Corre-ction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	10.65	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14
		Appui	10.05	14.67	C.V	C.V	C.V	C.V	5HA16
	Etages	Travée	6.78	12.81	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
		Appui	12.06	15.45	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16
Rive	Terrasse	Travée	4.62	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14
		Appui	6.88	11.50	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14+ 2HA12
	Etages	Travée	4.62	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14
		Appui	6.78	11.34	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12

Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA =1.05 cm^2	A_{min} RPA =5.25 cm^2	A_{maxT}RPA = 42 cm^2	A_{maxA}RPA= 63cm^2	Corre-ction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12
		Appui	6.78	10.17	C.V	C.V	C.V	C.V	36HA12
	Etages	Travée	3.39	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12
		Appui	9.23	12.62	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
Rive	Terrasse	Travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12
		Appui	6.78	10.17	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
	Etages	Travée	3.39	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA12
		Appui	6.88	10.27	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14+ 2HA12

V.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S par le C.B.A93:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous M_{ser} :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa ; et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s} \leq \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right]$ = 202MPa ; et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.6.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Combi-naison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	24.42	G+Q	4.62	5.50	C.V	-	-
		Appui	-43.68	G+Q	8.24	7.75	C.V	-	-
	Etage	Travée	47.23	G+Q	6.78	9.32	C.V	-	-
		Appui	-48.15	G+Q	12.06	7.93	C.V	-	-
Rive	Terrasse	Travée	10.92	G+Q	4.62	2.46	C.V	81.18	C.V
		Appui	-21.87	G+Q	6.88	4.29	C.V	111.46	C.V
	Etage	Travée	9.88	G+Q	4.62	2.23	C.V	73.45	C.V
		Appui	-21.20	G+Q	6.78	4.18	C.V	109.45	C.V

Tableau V.7.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Combi-naison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	18.02	G+Q+0.6T	3.39	4.38	C.V	-	-
		Appui	-23.13	G+Q+0.6T	6.78	4.56	C.V	-	-
	Etage	Travée	16.86	G+Q	3.39	4.06	C.V	-	-
		Appui	-30.39	G+Q	9.23	5.42	C.V	-	-
Rive	Terrasse	Travée	2.5	G+Q+0.6T	3.39	0.90	C.V	23.50	C.V
		Appui	-7.57	G+Q+0.6T	6.78	1.80	C.V	39.08	C.V
	Etage	Travée	3.47	G+Q+0.6T	3.39	1.13	C.V	35.22	C.V
		Appui	-8.36	G+Q+0.6T	6.88	1.94	C.V	42.61	C.V

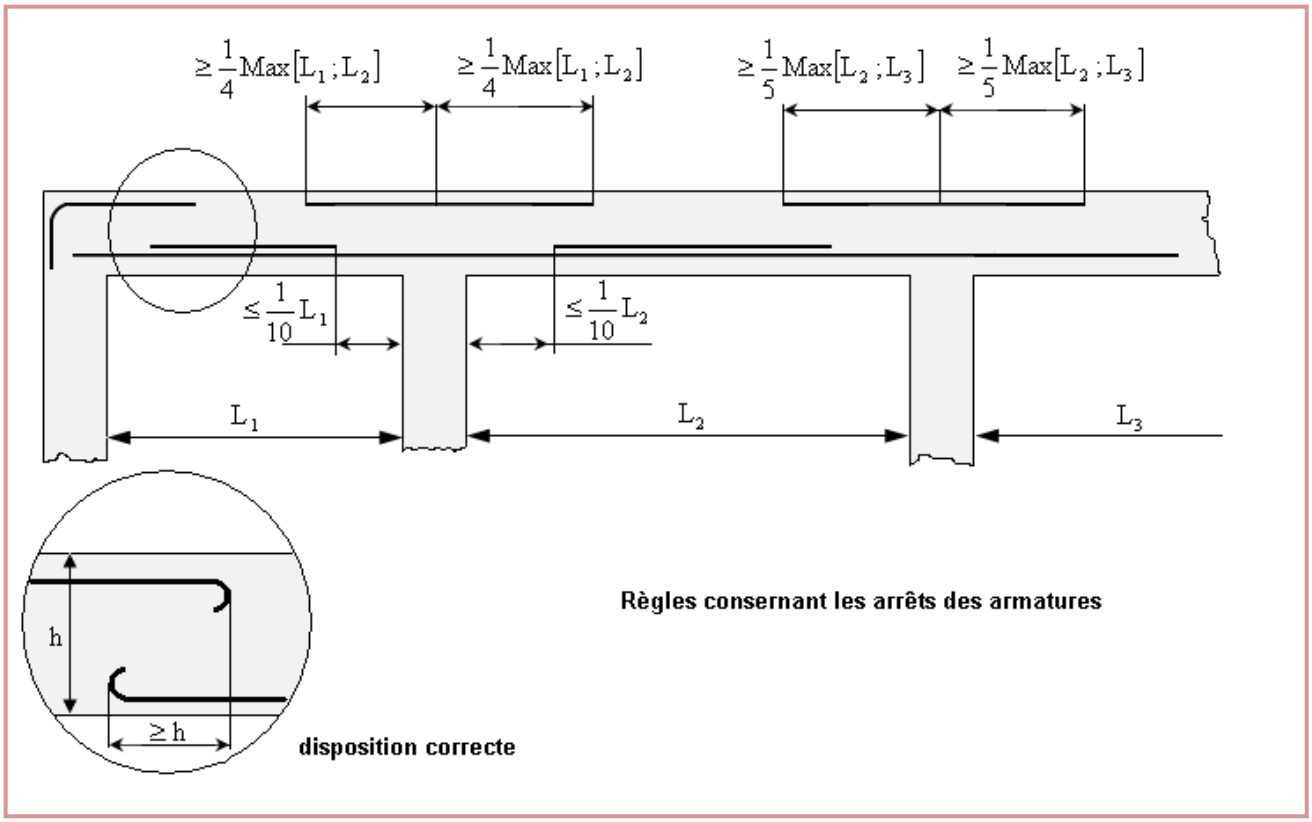


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.4.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.33MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34MPa$

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	89.20	1.35G+1.5Q	0.91	3.33	C.V
	Etages	98.63	1.35G+1.5Q	1.01	3.33	C.V
Rive	Terrasse	39.83	1.35G+1.5Q	0.41	2.5	C.V
	Etages	38.96	1.35G+1.5Q	0.40	2.5	C.V

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	84.31	1.35G+1.5Q+0.8T	0.86	3.33	C.V
	Etages	87.85	1.35G+1.5Q	0.90	3.33	C.V
Rive	Terrasse	28.68	1.35G+1.5Q+0.8T	0.29	2.5	C.V
	Etages	24.31	1.35G+1.5Q+0.8T	0.25	2.5	C.V

V.4.6. 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] »:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4}, 12\varphi) & \text{(Zone nodale)} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
30× 35	1.01	29.25	1.81	8	15	1.35	8	15	2.01=4Φ8
30× 35	0.90	29.25	1.28	8	15	1.35	8	15	2.01=4Φ8

V.4.7. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$.

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.093	0.0625	C.V	0.093	0.08	C.V	0.0047	0.0105	C.V
PS	0.096	0.0625	C.V	0.096	0.08	C.V	0.0035	0.0105	C.V

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire par ce que toutes les conditions sont vérifiées

V.5. Ferraillage des poteaux :

V.5.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres. Ils sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des 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.5.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.5.2.1. Recommandation des règlements :

❖ **Selon le CBA 93 :**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de longueur de parement.} \\ 0.1\ \% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\ \% \text{ ; B:sectionde béton comprimé.} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA99 :** [1] « Art [7.4.2.1] »

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone III est limité par :

$$0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\ \% \quad \text{: En zone courante.}$$

$$0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\ \% \quad \text{: En zone nodale.}$$

- Leur diamètre minimal et de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau 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.
  - h_e : la hauteur d'étage.

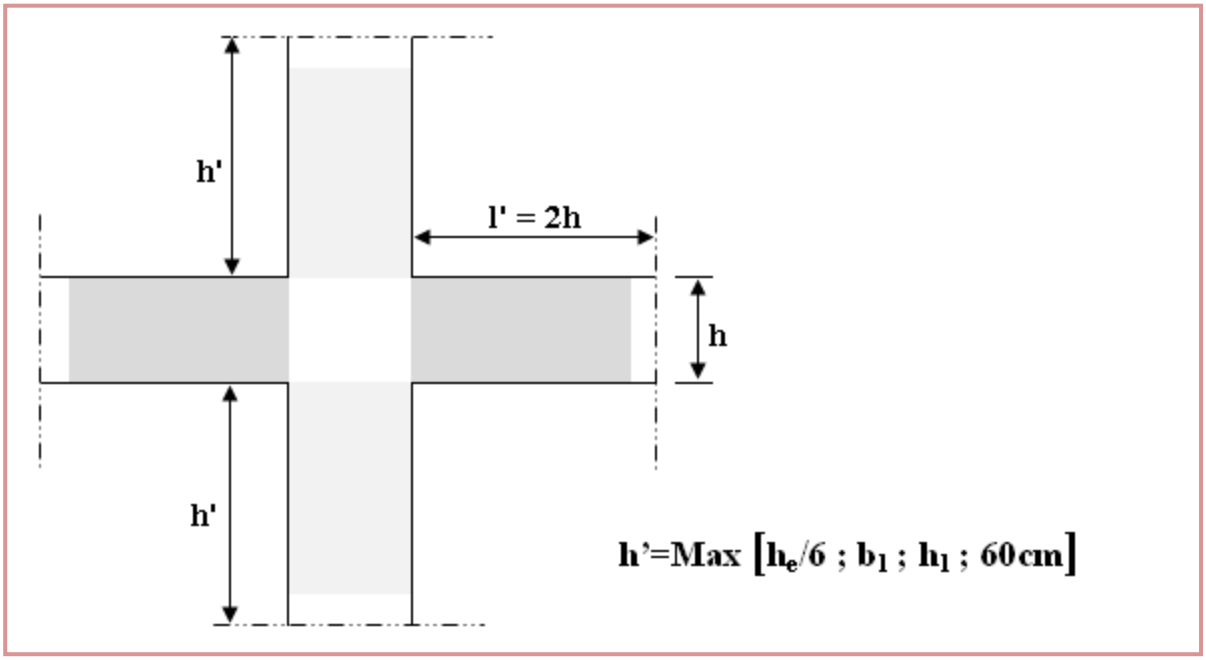


Figure V.2. Définition de la zone nodale dans les poteaux

V.5.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

- 1er cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composée ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- 2ème cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composée ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

- 3ème cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composée ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

V.5.2.3. Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article du CBA93 [2] « [A.4.3.5] »

On adopte une excentricité totale de calcul telle que :

$$e = e_1 + e_2$$

tel que :

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \ e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \varphi = 2$$

- e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections initiales.
- e_2 : excentricité due aux efforts de second ordre liés à la déformation de la structure.
- L_f : longueur de flambement du poteau.
- L : longueur libre du poteau.
- h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.
- φ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.
- α : rapport du moment des charges permanentes au moment total

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

$$M_U = N_U \times e$$

V.5.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

❖ **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ **Situation accidentelle:**

Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

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

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Calcul de ferraillage longitudinal des poteaux à ELU

Niv	Sec	Cas	N	M_x	M_y	Comb	A_x SUP	A_y INF	A_{min} RPA	A_{min} CBA	$A_{choisit}$
Entre sol	**Rive50×50**	N_{max} et M_{corr}	3873.36	1.01	-14.59	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	12HA16 = 24.13
		N_{min} et M_{corr}	-906.39	-1.16	12.00	ACC	12.00	12.00	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	81.49	2.19	-78.15	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
	Inter50×50	N_{max} et M_{corr}	2472.67	1.41	-12.49	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
		N_{min} et M_{corr}	-837.18	-1.28	10.36	ACC	11.00	11.00	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	1394.00	1.72	-60.22	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
RDC	**Rive50×50**	N_{max} et M_{corr}	2730.05	2.81	-28.45	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	12HA16 =24.13
		N_{min} et M_{corr}	-888.38	-2.82	31.57	ACC	12.00	12.00	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	729.56	1.99	-106.48	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
	Inter50×50	N_{max} et M_{corr}	1505.39	3.10	-10.58	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
		N_{min} et M_{corr}	-647.09	-2.99	17.05	ACC	9.00	9.00	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	1213.83	2.66	-99.43	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	

1er étage	Rive50×50	N_{max} et M_{corr}	2006.12	3.62	-38.08	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	12HA16 =24.13
		N_{min} et M_{corr}	-709.05	-3.49	37.42	ACC	10.90	10.90	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	760.15	2.96	-74.52	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
	Inter50×50	N_{max} et M_{corr}	1430.05	3.10	-11.58	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
		N_{min} et M_{corr}	-588.38	-2.68	17.80	ACC	8.30	8.30	22.50	2.5	
		M_{max} et N_{corr}	699.42	3.00	-97.58	ACC	4.00	4.00	22.50	2.5	
2ème étage	Rive45×45	N_{max} et M_{corr}	1333.33	3.06	-29.80	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	4HA16+ 8HA14= 20.35
		N_{min} et M_{corr}	-564.88	-2.53	18.72	ACC	8.10	8.10	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	531.81	8.1	-117.45	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
	Inter45×45	N_{max} et M_{corr}	1169.85	0.08	0.16	DUR	3.60	3.60	18.225	2.025	
		N_{min} et M_{corr}	-487.64	-2.91	10.64	ACC	6.70	6.70	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	867 .77	3.00	-91.12	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
3ème étage	Rive45×45	N_{max} et M_{corr}	1206.12	3.62	-38.08	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	4HA16+ 8HA14= 20.35
		N_{min} et M_{corr}	-409.05	-3.49	27.42	ACC	6.80	6.80	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	550.33	4.05	-129.54	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
	Inter45×45	N_{max} et M_{corr}	1009.69	3.93	-10.17	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
		N_{min} et M_{corr}	-436.47	3.81	10.80	ACC	6.10	6.10	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	599.08	4.30	-117.51	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	

4ème étage	Rive45×45	N_{max} et M_{corr}	883.47	2.75	-23.95	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	4HA16+ 8HA14= 20.35
		N_{min} et M_{corr}	-318.23	-3.50	28.87	ACC	5.60	5.60	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	344.52	2.66	-100.61	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
	Inter45×45	N_{max} et M_{corr}	726.02	3.16	-7.85	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
		N_{min} et M_{corr}	-277.69	-3.50	26.84	ACC	4.80	4.80	18.225	2.025	
		M_{max} et N_{corr}	401.76	4.40	-101.57	ACC	3.60	3.60	18.225	2.025	
5ème étage	Rive40×40	N_{max} et M_{corr}	527.21	2.58	-29.38	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	12HA14 =18.48
		N_{min} et M_{corr}	-296.90	-2.57	15.66	ACC	4.80	4.80	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	267.79	5.45	-109.29	ACC	4.40	4.40	14.40	1.6	
	Inter40×4 0	N_{max} et M_{corr}	578.50	0.06	0.30	DUR	3.20	3.20	14.40	1.6	
		N_{min} et M_{corr}	-116.64	-1.96	13.81	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	363.28	2.02	-78.79	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	
6ème étage	Rive40×40	N_{max} et M_{corr}	518.75	8.40	-24.89	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	12HA14 =18.48
		N_{min} et M_{corr}	-240.18	-5.89	19.60	ACC	4.40	4.40	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	238.25	5.66	-113.26	ACC	5.10	5.10	14.40	1.6	
	Inter40×40	N_{max} et M_{corr}	578.31	0.10	0.91	DUR	3.20	3.20	14.40	1.6	
		N_{min} et M_{corr}	-172.87	-3.11	19.23	ACC	3.50	3.50	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	132.81	2.40	-91.98	ACC	4.80	4.80	14.40	1.6	

7ème étage	Rive40×40	N_{max} et M_{corr}	285.64	2.92	-22.64	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	12HA14 =18.48
		N_{min} et M_{corr}	-158.58	-1.47	17.11	ACC	3.20	3.20	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	109.48	3.13	-105.51	ACC	6.00	6.00	14.40	1.6	
	Inter40×40	N_{max} et M_{corr}	195.75	0.10	-0.77	DUR	3.20	3.20	14.40	1.6	
		N_{min} et M_{corr}	-18.70	-0.64	107.39	ACC	7.30	7.30	14.40	1.6	
		M_{max} et N_{corr}	-18.70	2.04	107.39	ACC	7.30	7.30	14.40	1.6	

V.5.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

- 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 :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6.fc28=15MPa

et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = 202MPa

$$\overline{\sigma_s} \leq \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right] = 202MPa$$

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) ⇒ pas de vérification de contraintes d'acier.
- Préjudiciables (poteaux de rive).

Les résultats de la vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des armatures longitudinales à ELS

	Poteaux	N_{ser}	M_x	M_y	A	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	50×50	676.67	0.13	-11.40	24.13	2.9	C.V	43.0	C.V
	45×45	425.66	1.57	18.02	20.35	2.1	C.V	31.1	C.V
	40×40	183.34	1.26	17.78	18.48	2.3	C.V	32.7	C.V
Intermédiair	50×50	744.78	0.10	3.69	24.13	2.9	C.V	-	-
	45×45	876.77	2.01	-91.12	20.35	8.7	C.V	-	-
	40×40	218.12	0.13	12.36	18.48	2.5	C.V	-	-

V.5.3. Détermination des armatures transversales :

V.5.3.1. Contrainte de cisaillement :

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

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

Avec :

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

V.5.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA 93 :** [2] 《 [A.5.1.2.1] »

Armatures droites (α = 90°)

- Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \bar{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [1] « Art [7.4.3.2] »

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases}\rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5\\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5\end{cases}$$

➢ λ : est l'élancement d'un poteau égale a :

$$\lambda = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda = \frac{l_f}{b}$$

Avec (a) et (b) est la dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

V.5.3.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u	τ_u	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA	$\overline{\tau_u}$ CBA	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
50×50	G+Q+EX	217.53	0. 91	6.3	0.075	1.875	3.26	C.V
45×45	G+Q+EX	119.35	0.62	5.02	0.075	1.875	3.26	C.V
40×40	G+Q+EX	118.87	0.79	5.65	0.075	1.875	3.26	C.V

V.5.3.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :

$$A_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :** [1]《 [Art 7.4.2.2] »

$$St = \frac{h_1 \cdot f_e \cdot A_t}{\rho \cdot V_u}$$

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 $\lambda_g = \ell_f/a$
- avec (a) est la dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10$ cm en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min ($b_1/2$; $h_1/2$; $10\phi_l$) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{cheminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont fe =400 MPA

Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	S_{tRPA}	S_{tCBA}	St_{finale}	Choix
50×50	217.53	314	6.3	2.5	11.54	Courante	15	42.75	15	4ø10
						Nodale	10	42.75	10	4ø10
45×45	119.35	314	5.02	2.5	18.94	Courante	15	38.25	15	4ø10
						Nodale	10	38.25	10	4ø10
40×40	118.87	314	5.65	2.5	16.90	Courante	15	33.75	15	4ø10
						Nodale	10	33.75	10	4ø10

V.5.3.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale:[1]«Art [7.4.2.2]»

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
50×50	courante	0.42	C.V
	nodale	0.62	C.V
45×45	courante	0.47	C.V
	nodale	0.69	C.V
40×40	courante	0.52	C.V
	nodale	0.78	C.V

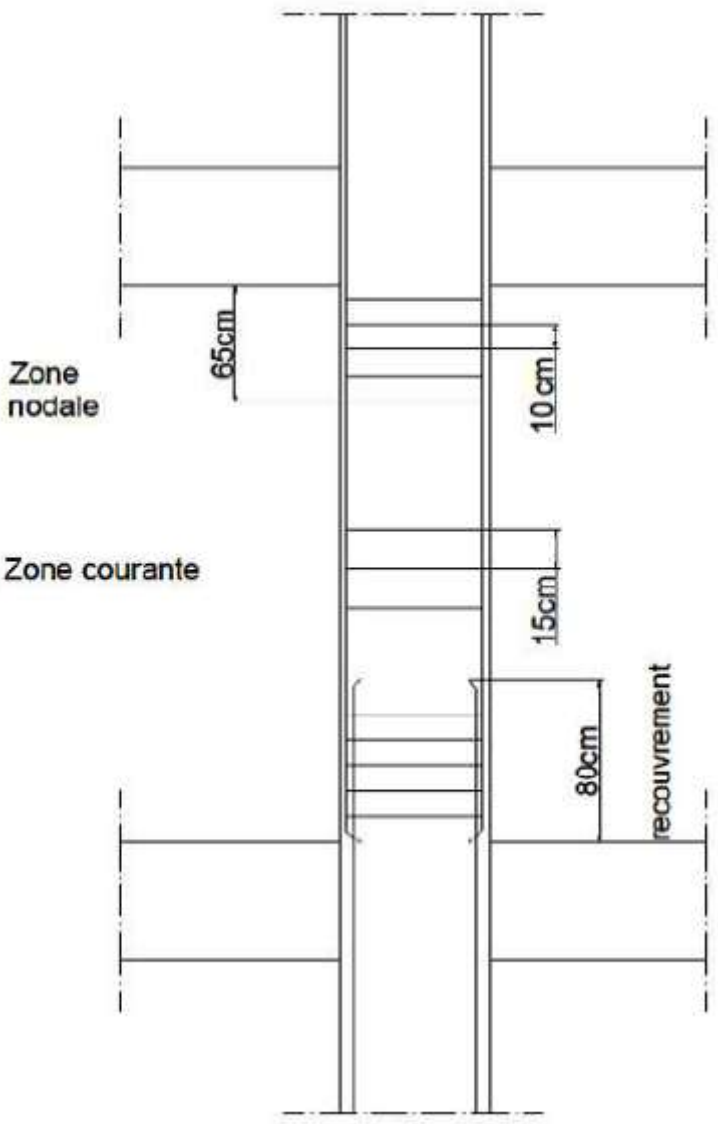


Figure V.3.Disposition des armatures pour les poteaux

V.6.Ferraillage des voiles:

V.6.1. Introduction :

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

V.6.2.Recommandations réglementaires:

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- Des armatures verticales ;
- Des armatures horizontales ;
- Des armatures transversales.

V.6.2.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile ;

b = la largeur de la zone tendue.

❖ **Selon le RPA 99(Version 2003):** [1] « Art [7.7.4.1] »

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**

} [1] 《 [Art 7.7.4.3] »

- L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$S \leq 1.5\ a$ ou $S \leq 30cm$ [1] « [Art 7.7.4.3] »

V.6.2.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales: St ≤ Min [0.9d, 40cm]

$$S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s \tau_b a}$$

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right]$: Fissuration Préjudiciable

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau_b}$: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version (2003):** [1] « [Art 7.7.4.2] »

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø, dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$S_h \leq \min\left[1.5a;30cm\right]$ [1] « [Art 7.7.4.3] »

V.6.2.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales), il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.2.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_h \leq \min\left[1.5a;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_V\,(zonecourante) \\ \dfrac{S_V}{2}\,(zoned'extrimité)\dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

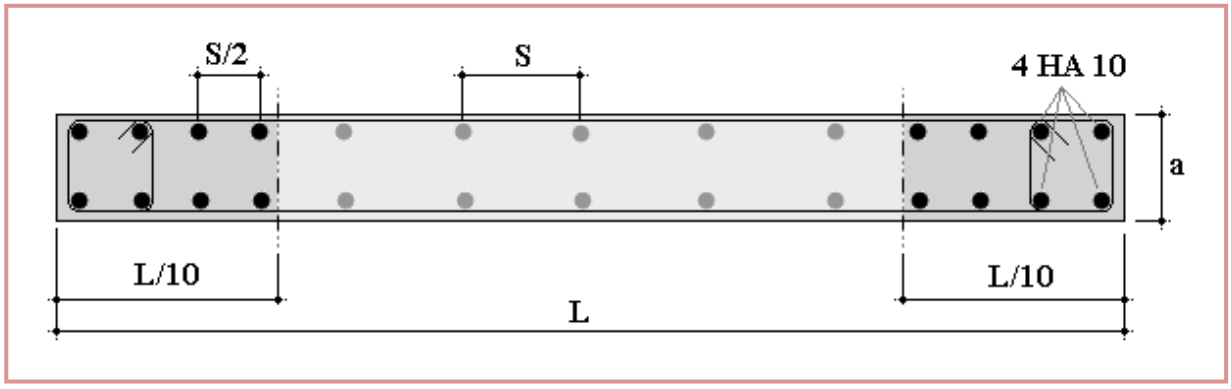


Figure V.4.Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.6.3.Calcul des armatures :

Dans notre structure on a des voiles d'épaisseur 20 cm au niveau de l'entre sol, et de 15 cm au niveau des étages.

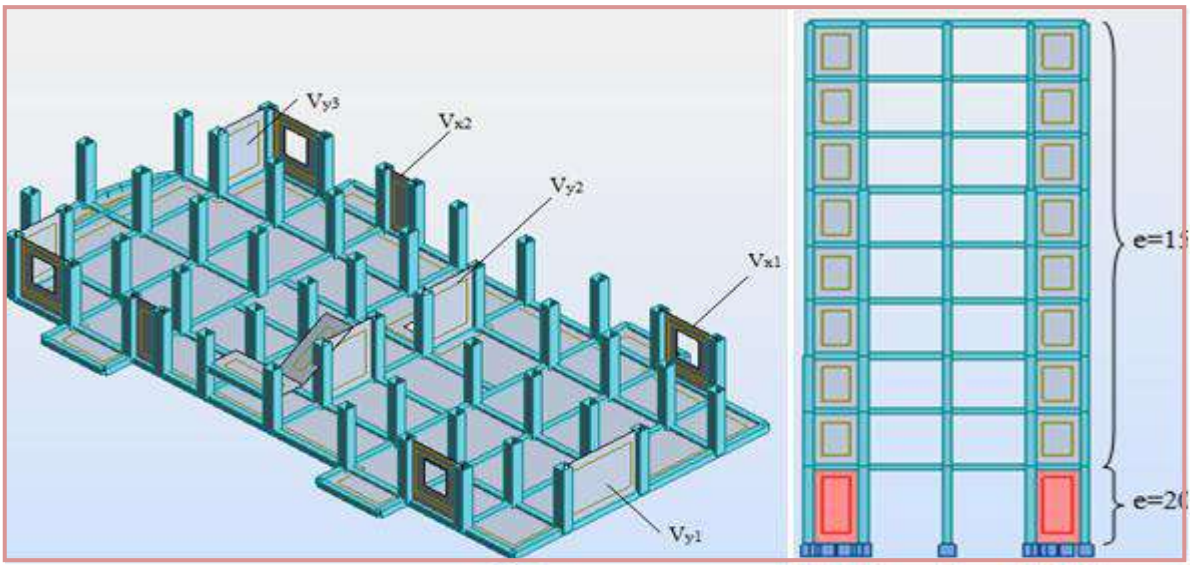


Figure V.5. Disposition des voiles

V.6.3.a. Armatures verticales :

❖ **Détermination des armatures a l'ELU de résistance :**

- **Situation durable:**
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- **Situation accidentelle:**
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux:
  - 1^{er} cas : N_{max} et son M_{corres}.
  - $2^{ème}$ cas : N_{min} et son M_{corres}.
  - $3^{ème}$ cas : M_{max} et son N_{corres}.
- La section de calcul sera (h × b) avec :
  - h : la longueur du voile ;
  - b : l'épaisseur du voile .

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

➢ Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol, d'épaisseur 20cm :

Sens (x) :

Tableau V.18.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol (sens x), d'épaisseur 20cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{x1}	3.60	0.72	1203.81	0.04	$0.8G+E_x$	17.28	17.28	7.2	14.4	2(8HA14+16HA12 = 30.40)
			-545.21	-0.02	$0.8G-E_x$	24.48	24.48			
			274.23	0.20	$0.8G+E_x$	17.28	17.28			
V_{x2}	2.2	0.44	683.62	0.01	$0.8G+E_x$	10.56	10.56	4.4	8.80	2(14HA12= 15.82)
			-268.49	-0.01	$0.8G-E_x$	10.56	10.56			
			74.40	0.09	$G+Q+E_x$	10.56	10.56			

Sens (y):

Tableau V.19.Ferraillage verticales des voiles de l'entre sol (sens y), d'épaisseur 20cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{y1}	4.66	0.932	2166.91	0.06	$0.8G+E_y$	22.36	22.36	9.32	18.64	2(8HA14+24HA12 =39.44)
			-624.27	-0.02	$0.8G-E_y$	36.34	36.34			
			528.71	0.47	$G+Q+E_y$	22.36	22.36			
V_{y2}	3.36	0.672	1747.49	0.02	$0.8G+E_y$	16.12	16.12	6.72	13.44	2(8HA14+14HA12 =28.14)
			-605.50	-0.04	$0.8G-E_y$	25.53	25.53			
			420.94	0.20	$G+Q+E_y$	16.12	16.12			
V_{y3}	3.20	0.64	2316.52	0.04	$0.8G+E_y$	15.36	15.36	6.40	12.8	2(8HA14+14HA12 =28.14)
			-674.60	-0.07	$0.8G-E_y$	26.88	26.88			
			555.06	0.49	$G+Q+E_y$	15.36	15.36			

- Ferraillage verticales des voiles du RDC et de 1er étage, d'épaisseur 15cm :

Sens (x) :

Tableau V.20.Ferraillage verticales des voiles du RDC et du 1er étage (sens x), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{x1}	3.60	0.54	1086.95	0.05	$0.8G+E_x$	16.56	16.56	5.40	10.8	2(8HA14+16HA12 = 30.40)
			-505.46	-0.02	$0.8G-E_x$	22.68	22.68			
			270.63	0.30	$G+Q+E_x$	16.56	16.56			
V_{x2}	2.2	0.33	596.24	0.02	$0.8G+E_x$	10.12	10.12	3.30	6.6	2(14HA12= 15.82)
			-225.95	-0.04	$0.8G-E_x$	10.12	10.12			
			65.40	0.13	$G+Q+E_x$	9.36	9.36			

Sens (y):

Tableau V.21.Ferraillage verticales des voiles du RDC et de 1er étage (sens y), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{y1}	4.66	0.699	1153.84	0.16	$0.8G+E_y$	21.43	21.43	6.99	13.98	2(8HA14+24HA12 =39.44)
			-580.82	-0.25	$0.8G-E_y$	34.01	34.01			
			456.26	0.26	$G+Q+E_y$	21.43	21.43			
V_{y2}	3.36	0.504	802.19	0.10	$0.8G+E_y$	15.45	15.45	5.04	7.56	2(8HA14+14HA12 =28.14)
			-542.82	-0.10	$0.8G-E_y$	22.84	22.84			
			177.75	0.27	$G+Q+E_y$	15.45	15.45			
V_{y3}	3.20	0.48	1151.07	0.13	$0.8G+E_y$	14.72	14.72	4.80	9.60	2(8HA14+14HA12 =28.14)
			-608.83	-0.36	$0.8G-E_y$	24.64	24.64			
			113.70	0.51	$G+Q+E_y$	14.72	14.72			

- Ferraillage verticales des voiles du 2ème ,3ème et 4ème étage, d'épaisseur 15cm :

Sens (x):

Tableau V.22.Ferraillage verticales des voiles du 2ème ,3ème et 4ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{x1}	3.55	0.532	996.43	0.07	$0.8G+E_x$	16.33	16.33	5.32	10.64	2(24HA12= 27.12)
			-443.58	-0.07	$0.8G-E_x$	19.88	19.88			
			299.23	0.43	$0.8G+E_x$	16.33	16.33			
V_{x2}	2.15	0.322	257.82	0.10	$0.8G+E_x$	9.89	9.89	3.22	6.44	2(14HA12= 15.82)
			-208.47	-0.06	$0.8G-E_x$	9.89	9.89			
			61.10	0.27	$G+Q+E_x$	9.89	9.89			

Sens (y):

Tableau V.23.Ferraillage verticales des voiles du 2ème ,3ème et 4ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{y1}	4.61	0.691	586.91	0.30	$0.8G+E_y$	21.20	21.20	6.91	13.82	2(32HA12=36.16)
			-492.32	-0.30	$0.8G-E_y$	28.58	28.58			
			217.79	0.47	$G+Q+E_y$	21.20	21.20			
V_{y2}	3.31	0.496	411.10	0.14	$0.8G+E_y$	15.22	15.22	4.96	9.92	2(22HA12=24.86)
			-491.66	-0.15	$0.8G-E_y$	20.52	20.52			
			102.99	0.30	$0.8G+E_y$	15.22	15.22			
V_{y3}	3.15	0.472	550.10	0.41	$0.8G+E_y$	14.49	14.49	4.72	9.44	2(22HA12=24.86)
			-459.97	-0.37	$0.8G-E_y$	18.27	18.27			
			116.88	0.54	$G+Q+E_y$	14.49	14.49			

- Ferraillage verticales des voiles du 5ème et 6ème étage, d'épaisseur 15cm :

Sens (x) :

Tableau V.24.Ferraillage verticales des voiles du 5ème et 6ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{x1}	3.50	0.525	419.94	0.10	$0.8G+E_x$	16.10	16.10	5.25	10.50	2(24HA10= 18.72)
			-397.24	-0.10	$0.8G-E_x$	17.50	17.50			
			103.93	0.54	$0.8G+E_x$	16.10	16.10			
V_{x2}	2.10	0.315	188.76	0.12	$0.8G+E_x$	9.66	9.66	3.15	6.30	2(14HA10= 10.92)
			-199.14	-0.13	$0.8G-E_x$	9.66	9.66			
			60.60	0.44	$G+Q+E_x$	9.66	9.66			

Sens (y) :

Tableau V.25.Ferraillage verticales des voiles du 5ème et 6ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{y1}	4.56	0.684	166.82	0.41	$0.8G+E_y$	20.97	20.97	6.84	13.68	2(32HA10=24.96)
			-259.32	-0.34	$0.8G-E_y$	20.97	20.97			
			138.50	0.61	$0.8G+E_y$	20.97	20.97			
V_{y2}	3.26	0.489	227.96	0.19	$0.8G+E_y$	14.99	14.99	4.89	9.78	2(22HA12=24.86)
			-416.73	-0.26	$0.8G-E_y$	17.27	17.27			
			99.33	0.33	$0.8G+E_y$	14.99	14.99			
V_{y3}	3.10	0.465	233.46	0.46	$0.8G+E_y$	14.26	14.26	4.65	9.30	2(22HA10=17.16)
			-398.18	-0.50	$0.8G-E_y$	15.81	15.81			
			95.28	0.65	$0.8G+E_y$	14.26	14.26			

- Ferraillage verticales des voiles du 7ème étage, d'épaisseur 15cm :

Sens(x) :

Tableau V.26. Ferraillage verticales des voiles du 7ème étage (sens x), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{x2}	2.10	0.315	143.68	0.17	$0.8G+E_x$	9.66	9.66	3.15	6.30	2(14HA10=10.92)
			-162.25	-0.20	$0.8G-E_x$	9.66	9.66			
			58.66	0.55	$G+Q+E_x$	9.66	9.66			

Sens (y) :

Tableau V.27. Ferraillage verticales des voiles du 7ème étage (sens y), d'épaisseur 15cm

Voiles	L (m)	S (m^2)	N (kN)	M (kN.m)	Combi-naison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_{y2}	3.26	0.489	211.38	0.47	$0.8G+E_y$	14.99	14.99	4.89	9.78	2(22HA10=17.16)
			-314.77	-0.30	$0.8G-E_y$	14.99	14.99			
			90.27	0.65	$0.8G+E_y$	14.99	14.99			
V_{y3}	3.10	0.465	155.57	0.58	$0.8G+E_y$	14.26	14.26	4.65	9.30	2(22HA10=17.16)
			-232.68	-0.62	$0.8G-E_y$	14.26	14.26			
			93.64	0.78	$0.8G+E_y$	14.26	14.26			

❖ **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

Il faut vérifier :

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

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.28. Vérification des contraintes à l'état limite de service de l'entre sol

Sens	voiles	L	S	N_{ser}	M_{ser}	Combi-naison	A_1	A_2	σ_b	σ'_s	σ_s	Verifi-cation
(x)	V_{x1}	3.60	0.72	-94.54	-0.07	G+Q	30.40	30.40	0.0	0.0	6.4	C.V
	V_{x2}	2.20	0.44	-61.12	0.03	G+Q	15.82	15.82	0.0	0.0	4.2	C.V
(y)	V_{y1}	4.66	0.93	-252.18	-0.08	G+Q	39.44	39.44	0.0	0.0	16.8	C.V
	V_{y2}	3.36	0.67	-433.02	-0.01	G+Q	28.14	28.14	0.0	0.0	77.2	C.V
	V_{y3}	3.20	0.64	-331.26	-0.10	G+Q	28.14	28.14	0.0	0.0	17.6	C.V

Tableau V.29. Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages

Sens	Niveau	voiles	L	S	N_{ser}	M_{ser}	Combi-naison	A_1	A_2	σ_b	σ'_s	σ_s	Verifi-cation
(x)	RDC, 1	V_{x1}	3.60	0.54	-71.09	-0.07	G+Q	30.40	30.40	0.0	0.0	6.1	C.V
		V_{x2}	2.20	0.33	-26.42	0.07	G+Q	15.82	15.82	0.0	0.0	2.5	C.V
	2,3,4	V_{x1}	3.55	0.53	-50.43	-0.12	G+Q	27.12	27.12	0.0	0.0	4.4	C.V
		V_{x2}	2.15	0.32	-24.11	0.17	G+Q	15.82	15.82	0.0	0.0	2.3	C.V
	5,6	V_{x1}	3.50	0.52	-38.33	-0.26	G+Q	18.72	18.72	0.0	0.0	3.6	C.V
		V_{x2}	2.10	0.31	-19.96	0.35	G+Q	10.92	10.92	0.0	0.0	2.2	C.V
	7	V_{x2}	2.10	0.31	-17.02	0.41	G+Q	10.92	10.92	0.0	0.0	2.0	C.V
(y)	RDC, 1	V_{y1}	4.66	0.69	-191.52	0.09	G+Q	39.44	39.44	0.0	0.0	16.6	C.V
		V_{y2}	3.36	0.50	-335.82	0.04	G+Q	28.14	28.14	0.0	0.0	70.3	C.V
		V_{y3}	3.20	0.48	-265.12	0.10	G+Q	28.14	28.14	0.0	0.0	22.7	C.V
	2, 3, 4	V_{y1}	4.61	0.69	-148.79	0.08	G+Q	36.16	36.16	0.0	0.0	13.0	C.V
		V_{y2}	3.31	0.49	-276.08	0.10	G+Q	24.86	24.86	0.0	0.0	24.2	C.V
		V_{y3}	3.15	0.47	-234.35	0.11	G+Q	24.86	24.86	0.0	0.0	20.5	C.V
	5 , 6	V_{y1}	4.56	0.68	-67.11	0.17	G+Q	24.96	24.96	0.0	0.0	6.5	C.V
		V_{y2}	3.26	0.48	-149.62	0.13	G+Q	24.86	24.86	0.0	0.0	13.3	C.V
		V_{y3}	3.10	0.46	-127.75	0.19	G+Q	17.36	17.16	0.0	0.0	12.0	C.V
	7	V_{y2}	3.26	0.48	-50.84	0.20	G+Q	17.16	17.16	0.0	0.0	5.1	C.V
		V_{y3}	3.10	0.46	-64.60	0.24	G+Q	17.36	17.16	0.0	0.0	6.4	C.V

V.6.3.b. Armatures horizontales :

❖ **Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4\, T_{cal}}{b_0\, d}$ [1] « Art [7.7.2] »

Avec :

- T : l'effort tranchant a la base du voile.
- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur total de la section brute.

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0.2\, f_{c\,28}$ donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}$

Tableau .V.30. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

	Niveau	Voiles	Combi-nison	L	Epaisseur	T	τ_u	$\overline{\tau}$	$\tau_u \leq \overline{\tau}$
Sens (x)	Entre sol	V_{x1}	G+Q+E_x	3.60	0.20	688.14	1.49	5	C.V
		V_{x2}	G+Q+E_x	2.20	0.20	253.11	0.89	5	C.V
	RDC ; 1er	V_{x1}	G+Q+E_x	3.60	0.15	514.08	1.48	5	C.V
		V_{x2}	G+Q+E_x	2.20	0.15	163.46	0.77	5	C.V
	2 ;3 ;4	V_{x1}	G+Q+E_x	3.55	0.15	435.96	1.27	5	C.V
		V_{x2}	G+Q+E_x	2.15	0.15	182.36	0.88	5	C.V
	5 ;6	V_{x1}	G+Q+E_x	3.50	0.15	360.07	1.06	5	C.V
		V_{x2}	G+Q+E_x	2.10	0.15	134.83	0.66	5	C.V
	7	V_{x2}	G+Q+E_x	2.3	0.15	128.16	0.58	5	C.V
Sens (y)	Entre sol	V_{y1}	G+Q+E_y	4.66	0.20	492.32	0.82	5	C.V
		V_{y2}	G+Q+E_y	3.36	0.20	388.16	0.89	5	C.V
		V_{y3}	G+Q+E_y	3.20	0.20	546.99	1.33	5	C.V
	RDC ; 1er	V_{y1}	G+Q+E_y	4.66	0.15	362.25	0.81	5	C.V
		V_{y2}	G+Q+E_y	3.36	0.15	311.94	0.96	5	C.V
		V_{y3}	G+Q+E_y	3.20	0.15	429.14	1.39	5	C.V

	2 ;3 ;4	V_{y1}	G+Q+E_y	4.61	0.15	264.23	0.59	5	C.V
		V_{y2}	G+Q+E_y	3.31	0.15	265.39	0.83	5	C.V
		V_{y3}	G+Q+E_y	3.15	0.15	224.23	0.74	5	C.V
	5 ;6	V_{y1}	G+Q+E_y	4.56	0.15	100.14	0.23	5	C.V
		V_{y2}	G+Q+E_y	3.26	0.15	243.39	0.77	5	C.V
		V_{y3}	G+Q+E_y	3.10	0.15	166.84	0.56	5	C.V
	7	V_{y2}	G+Q+E_y	3.26	0.15	222.89	0.71	5	C.V
		V_{y3}	G+Q+E_y	3.10	0.15	147.40	0.49	5	C.V

❖ **Calcul des armatures horizontales :**

Les armatures horizontales selon le CBA 93 seront calculés et disposés dans les voiles afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

❖ L'espacement des armatures horizontales S_t est donné par : [2] « Art [A.5.1.2.3] »

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}(compression)$

$$K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c28}}(traction)$$

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \min[0.9d, 40\ cm] \\ S_t \leq \min[1.5a, 30\ cm] \end{cases}$ [1] « Art [7.7.4.3] »

Les résultats de calcul sont détermines dans les tableaux suivants:

Tableau .V.31. Armatures horizontales

	Niv	Voiles	L (m)	Ep (m)	τ_u (MPa)	Sh CBA	Sh RPA	Sh choisi	Ah (cm_2)	A_{hmin} RPA (cm^2)	$A_h \geq A_{h\,min}$
Sens (x)	Entre sol	V_{x1}	3.60	0.20	1.49	40	30	20	2(16HA10)=12.48	10.80	C.V
		V_{x2}	2.20	0.20	0.89	40	30	20	2(16HA8)=8.00	6.60	C.V
	RDC. 1	V_{x1}	3.60	0.15	1.48	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	8.10	C.V
		V_{x2}	2.20	0.15	0.77	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	4.95	C.V
	2.3.4	V_{x1}	3.55	0.15	1.27	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.98	C.V
		V_{x2}	2.15	0.15	0.88	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	4.84	C.V
	5.6	V_{x1}	3.50	0.15	1.06	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.87	C.V
		V_{x2}	2.10	0.15	0.66	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	4.72	C.V
	7	V_{x2}	2.3	0.15	0.58	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	5.17	C.V
Sens (y)	Entre sol	V_{y1}	4.66	0.20	0.82	40	30	20	2(18HA10)=14.04	13.98	C.V
		V_{y2}	3.36	0.20	0.89	40	30	20	2(16HA10)=12.48	10.08	C.V
		V_{y3}	3.20	0.20	1.33	40	30	20	2(16HA10)=12.48	9.60	C.V
	RDC ; 1^{er}	V_{y1}	4.66	0.15	0.81	40	22.5	15	2(16HA10)=12.48	10.48	C.V
		V_{y2}	3.36	0.15	0.96	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.56	C.V
		V_{y3}	3.20	0.15	1.39	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.20	C.V
	2.3.4	V_{y1}	4.61	0.15	0.59	40	22.5	15	2(16HA10)=12.48	10.37	C.V
		V_{y2}	3.31	0.15	0.83	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.44	C.V
		V_{y3}	3.15	0.15	0.74	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.08	C.V
	5.6	V_{y1}	4.56	0.15	0.23	40	22.5	15	2(16HA10)=12.48	10.26	C.V
		V_{y2}	3.26	0.15	0.77	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.33	C.V
		V_{y3}	3.10	0.15	0.56	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	6.97	C.V
	7	V_{y2}	3.26	0.15	0.71	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	7.33	C.V
		V_{y3}	3.10	0.15	0.49	40	22.5	15	2(18HA8)=9.00	6.97	C.V

V.6.3.c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que ($Ø_t \leq Ø_v$); $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

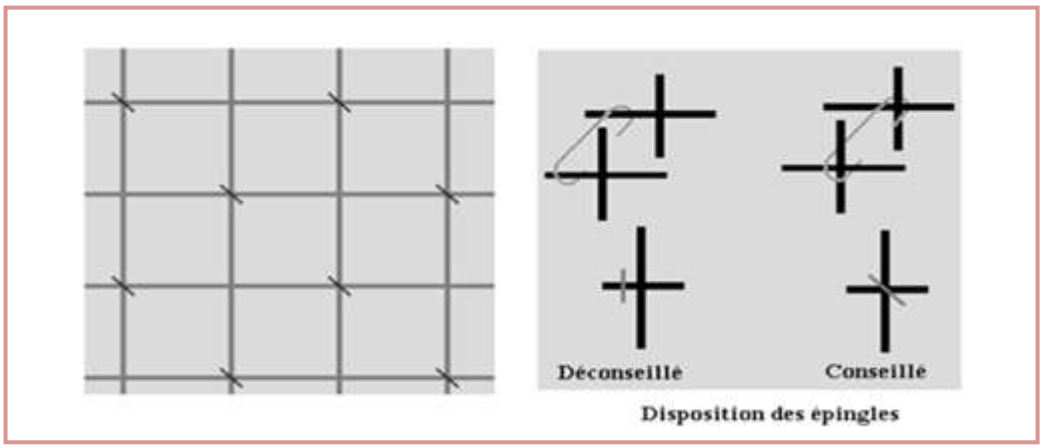


Figure V.6. Les armatures transversales et les épingles

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Une fondation constitue la partie inferieure de la structure (infrastructure). Elle est en contact directe avec le sol d'assise et lui transmette les charges de la superstructure, elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Une fondation est aussi l'élément qui assure l'encastrement de la structure dans le sol.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire ou curviligne).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Caractéristiques du sol:

La reconnaissance de l'état des lieux de la structure est nécessaire pour connaitre les caractéristiques du sol (surtout les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain) et prévoir les fondations nécessaires a fin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et la stabilité de ces occupants.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à (σ_{sol} = 2.0 bars) avec un ancrage de 2m sous le niveau de l'entre sol (- 4.50 m).

VI.3. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible= 2 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

a. Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'a une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),
Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

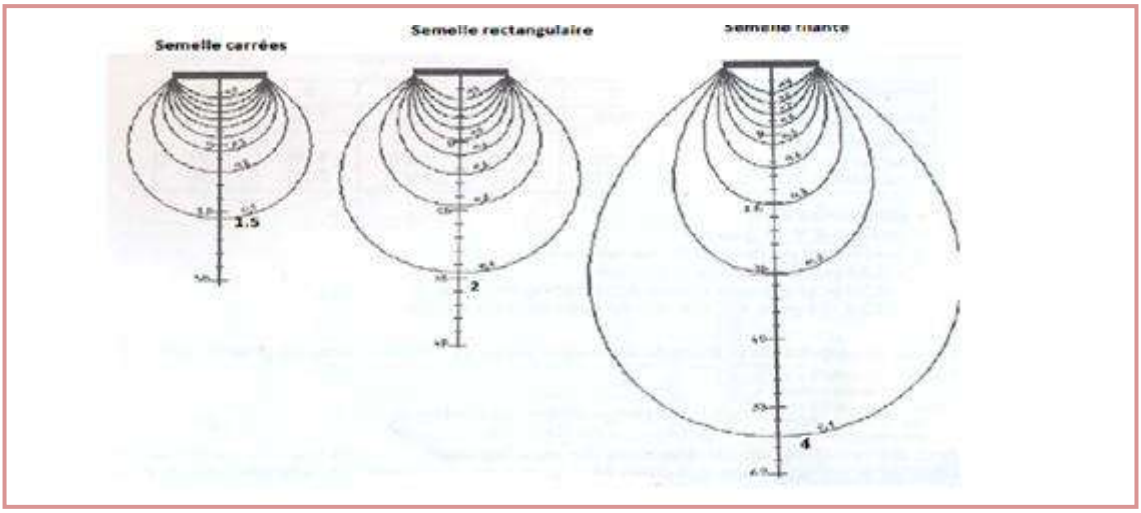


Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre. [6]

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{c_1 + c_2}{2} \times 1.5$

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{c_1 + c_2}{2} \times 4$

Où : L : distance entre deux semelles.

C : largeur de la semelle.

b. Dimensionnement des semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport (a sur b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour le cas de notre bloc nous avons des poteaux carrés :

a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$

Avec : σ_{sol} = 2 bar = 0,2 MPa

Le dimensionnement se fait à l'E.L.S

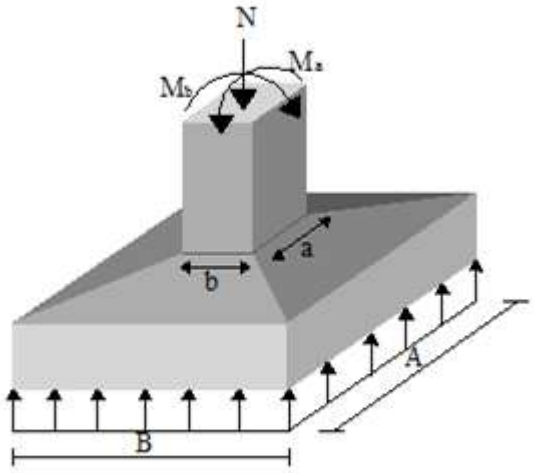


Figure VI.2. Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. VI.1. Dimensionnement des semelles isolées

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	A=B (m)	$A_{choisie}$ (m)	Semelles	N (kN)	M (kN.m)	A=B (m)	$A_{choisie}$ (m)
S_1	602.57	2.91	1.73	1.80	S_{11}	700.37	2.85	1.87	1.90
S_2	614.20	2.54	1.75	1.80	S_{12}	414.45	1.33	1.43	1.50
S_3	738.89	1.20	1.92	2.00	S_{13}	736.49	4.96	1.92	2.00
S_4	50.83	3.75	0.50	1.00	S_{14}	1052.34	0.59	2.29	2.30
S_5	562.27	2.70	1.67	1.70	S_{15}	1180.56	0.42	2.42	2.50
S_6	892.87	3.66	2.11	2.20	S_{16}	1306.64	0.08	2.55	2.60
S_7	1029.32	3.45	2.26	2.30	S_{17}	1180.37	0.41	2.42	2.50
S_8	929.80	1.69	2.15	2.20	S_{18}	1071.77	3.04	2.31	2.40
S_9	977.10	3.09	2.21	2.30	S_{19}	929.66	0.25	2.15	2.20
S_{10}	854.39	3.08	2.06	2.10					

Tableau. VI.2.Vérification du chevauchement entre les semelles

	Semelles	L(m)	$\frac{B_1+B_2}{2}\times 1.5$	$L \geq \frac{B_1+B_2}{2}\times 1.5$
Sens X	S_1-S_2	3.70	2.70	C.V
	S_2-S_3	4.05	2.85	C.V
	S_6-S_7	3.30	3.375	C.N.V
	S_7-S_8	4.05	3.375	C.V
	S_9-S_{10}	3.30	3.30	C.V
	S_{10}-S_{11}	3.10	3.00	C.V
	S_{11}-S_{12}	2.75	2.55	C.V
	S_{13}-S_{14}	3.05	3.225	C.N.V
	S_{14}-S_{15}	3.10	3.60	C.N.V
	S_{15}-S_{16}	3.30	3.825	C.N.V
	S_{16}-S_8	4.05	3.60	C.V
	S_{17}-S_{18}	3.30	3.675	C.N.V
	S_{18}-S_{19}	3.10	3.45	C.N.V
Sens Y	S_6-S_{15}	4.16	3.525	C.V
	S_7-S_{16}	4.16	3.675	C.V
	S_1-S_8	2.70	3.00	C.N.V
	S_8-S_8	2.86	3.30	C.N.V
	S_3-S_9	2.70	3.225	C.N.V
	S_9-S_{17}	4.16	3.60	C.V
	S_{10}-S_{18}	4.16	3.375	C.V
	S_{11}-S_{19}	4.16	3.075	C.V

D'après ces résultats, on remarque qu'il ya un chevauchement entre les semelles isolées.

c. Dimensionnement des semelles filantes:

❖ Semelles filante sous voiles :

Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N : $N_{ser} = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

Avec :

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle.

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MPa

Tableau. VI.3.Dimensionnement des semelles filantes sous mur

	L (m)	N(KN)	M (kN.m)	B(m)	$B_{adopté}$ (m)
F1	4.10	1461.52	4.16	1.78	1.80
F2	2.70	1335.26	2.40	2.47	2.50
F3	4.10	1572.49	5.63	1.91	2.00
F4	3.70	1735.77	3.67	2.34	2.40
F5	5.16	1543.65	3.00	1.49	1.50
F6	3.86	2196.10	2.70	2.84	2.90

D'après ces résultats, on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles dans les deux sens ce qui nous mène à envisager la disposition des semelles filantes et isolées suivante :

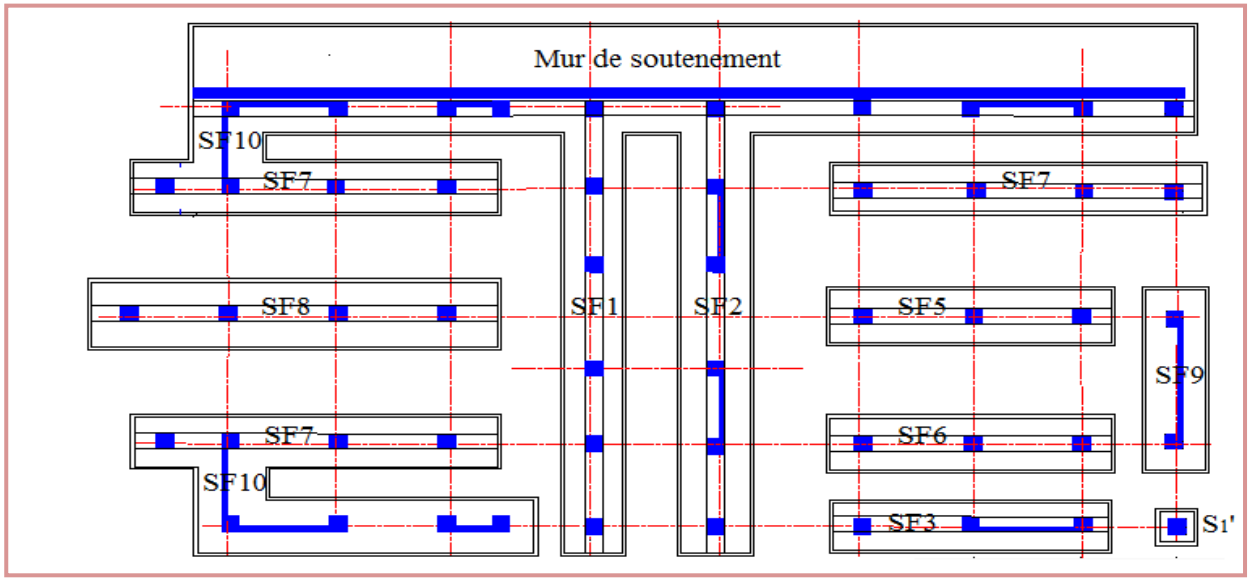


Figure VI.3. Choix final des semelles

❖ **Semelles filante sous poteaux :**

-Dimensionnement

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur totale: h = d + c

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tableau VI.4. Dimensions des semelles filantes sous poteaux

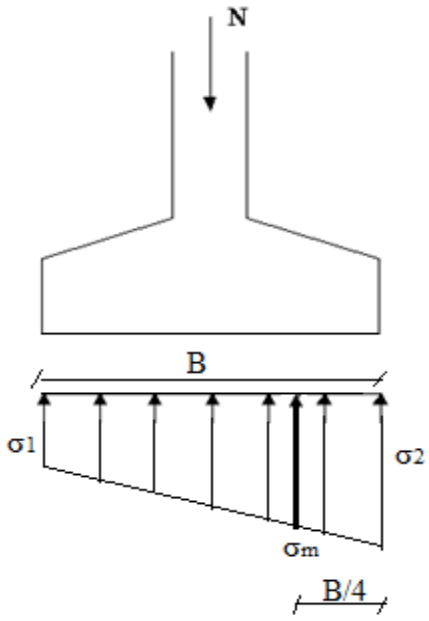
Semelles	N (kN)	M (kN.m)	L (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)	e (m)
SF1	4844.83	4.53	14.72	1.64	1.70	0.50	0.30	0.33	0.15
SF2	5996.59	8.19	14.72	1.99	2.00	0.50	0.38	0.41	0.15
SF3	2200.41	3.91	7.40	1.48	1.50	0.50	0.25	0.28	0.10
SF4	2946.31	15.37	10.15	1.45	150	0.50	0.25	0.28	0.10
SF5	2529.33	1.11	7.40	1.69	1.70	0.50	0.30	0.33	0.15
SF6	3018.29	3.44	9.10	1.65	1.70	0.50	0.30	0.33	0.15
SF7	2967.37	8.56	9.28	1.59	1.60	0.50	0.28	0.31	0.15
SF8	4276.03	7.87	10.45	2.04	2.10	0.50	0.40	0.43	0.18

Tableau VI.5. Dimensions des semelles filantes sous voile (SF10 et SF11)

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	L (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)	e (m)
SF9	1543.65	0.73	5.14	1.49	1.50	0.20	0.32	0.35	0.15
SF10	1735.77	4.54	4.30	1.99	2.00	0.20	0.45	0.48	0.18

VI.4. Ferraillages:

VI.4.1. Ferraillage des semelles isolées :



- Dimensionnement final :

  Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

  Hauteur totale: h = d + c

  Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

  a,b : dimension du poteaux.

  A,B : dimension de la semelle

Tableau VI.6. Dimensions de la semelle isolée S1'

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	A (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)	e (cm)
S1'	50.83	5.08	0.50	0.50	1.00	0.50	0.17	0.20	0.10

La réaction du sol sera trapézoïdale si : [5]

$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$

$e_0 = 0.1 \leq (\frac{B}{6} = 0.16)$ (C.V)

$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6e_0}{B}\right)$

$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right)$

On appelle contrainte moyenne σ_m la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2 :

$\sigma_m = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)$

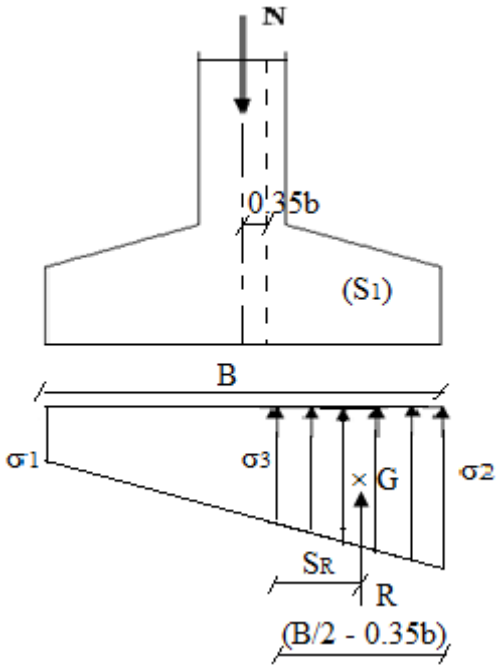
Cette contrainte moyenne σ_m, doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible σ_s :

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A.B}(1 + \frac{3e_0}{B}) \leq \sigma_{sol}$$

Avec : σ_{sol}= 0.2 MPa = 200 kN/ m^2

A.N : σ_m = 89.78 kN/m^2 ≤ σ_{sol} = 200 kN/ m^2 (C.V)

⇒ La réaction du sol sera trapézoïdale.



➢ Ferraillage : [5]

Pour la détermination du ferraillage de la semelle, la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inferieure au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m.

$$\sigma_2 - \sigma_1 \leq (2/3).\ \sigma_m \quad \Rightarrow \quad e_0 \leq B/18$$

On a : (e_0 = 0.1> (B/18 = 0.05)) (C.N.V)

Donc la méthode des bielles n'est pas applicable, on utilisera la méthode des moments.

Il s'agira de déterminer le moment de flexion M_1 auquel sera soumise la section (S1') située à la distance 0.35b de l'axe du poteau.

Pour cela, on aura besoin de déterminer d'abord : σ_3 ; R et S_R

$$\sigma_3 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{4,2.e.b}{B^2}\right)$$

$$R = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right).A$$

$$S_R = \frac{1}{3}.\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)\left(\frac{\sigma_3+2\sigma_2}{(\sigma_3+\sigma_2)}\right)$$

D'où le moment M_1 :

$$M_1 = R \times S_R \text{ et } A = \frac{M_1}{\beta.d.\overline{\sigma_s}}$$

Avec : β à prendre entre 0.85 et 0.9

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Ferraillage de la semelle isolée S1'

N (kN)	M (kN.m)	e_0 (m)	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	R (kN)	S_R (m)	M_1 (kN.m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
69.06	6.90	0.1	27.62	110.49	83.56	31.53	0.17	5.36	1.41	5HA10= 3.92

VI.4.2. Ferraillage des semelles filantes :

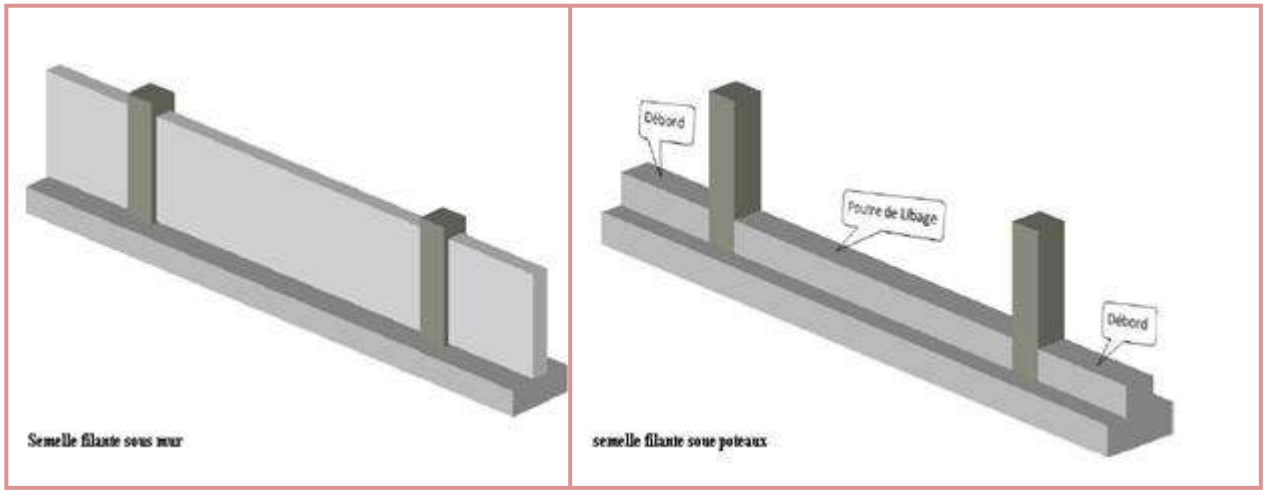


Figure VI.4. Semelle filante

- **Semelles filantes sous poteaux :**

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée. Pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments en destines : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.4.2.a. Ferraillage transversal des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage des semelles filantes (sous poteaux et sous voiles) est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'E.L.U et à l'E.L.S et on adopte par la suit le maximum des deux résultats. Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad \text{et} \quad Esp = \frac{B-2e-\emptyset}{n-1}$$

Avec : $e_0 = M/N$

n : étant le nombre de barres

[σs] : 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] : 202 MPa à l'ELS

Tableau VI.8. Ferraillage des semelles filantes

	N_u (kN/ml)	N_{ser} (kN/ml)	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	A_{ser} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	450.60	329.13	0.42	0.31	6.48	8.16	6HA14=9.23	15
SF2	556.89	407.38	0.76	0.56	7.91	9.97	8HA14=12.31	12.5
SF3	405.81	297.35	0.73	0.53	5.85	7.39	6HA14=9.23	15
SF4	397.40	290.28	2.08	1.51	5.77	7.26	6HA14=9.23	15
SF5	468.21	341.80	0.27	0.15	6.73	8.47	6HA14=9.23	15
SF6	453.85	331.68	0.84	0.38	6.54	8.23	6HA14=9.23	15
SF7	437.44	319.76	1.27	0.92	6.21	7.82	6HA14=9.23	15
SF8	560.54	409.19	1.03	0.75	8.07	10.15	6HA16=12.06	15
SF9	408.94	299.16	0.19	0.10	5.88	7.40	6HA14=9.23	15
SF10	550.55	403.67	1.14	0.98	8.01	10.13	8HA14=12.31	12.5

Les semelles (SF10 et SF11) ne sont pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A \times B}{4} \quad \text{et Esp} = \frac{B - 2e - Ø}{n-1}$$

Avec :

A : section d'armatures principales en [cm^2]

B : la largeur de la semelle filante en [m]

Tableau VI.9. Armatures de répartition des semelles filantes (SF10 et SF11)

	A_{rep} (cm^2)	Esp (cm)
SF9	6T12=6.78	25
SF10	6T12=6.78	30

❖ **Vérification de la longueur de scellement :**

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement l_s à B :

$$l_s = \frac{Ø}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_s}$$

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

- l_s > B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes (crochets).
- B/8 ≤ l_s ≤ B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets (ancrage courbe ou rectiligne).
- ls ≤ B/8 :on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.10. Longueur de scellement

Semelles	Ø (mm)	ls (cm)	B/4 (cm)	B/8 (cm)	Ancrage
SF1	14	50	42.5	21.25	Courbe
SF2	14	50	50	25	Courbe
SF3	14	50	37.5	18.75	Courbe
SF4	14	50	37.5	18.75	Courbe
SF5	14	50	42.5	21.25	Courbe
SF6	14	50	42.5	21.25	Courbe
SF7	14	50	40	20	Courbe
SF8	16	57	52.5	26.25	Courbe
SF9	14	50	37.5	18.75	Courbe
SF10	14	50	50	25	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

V.4.2.b. Ferraillage longitudinale des semelles filantes :

❖ **Dimensionnement :**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Elle aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : l_{max}=Max [l_i]

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Où : E : module d'élasticité du béton (E=10818.86 MPa)

b : largeur de la poutre prise égale à la largeur b du poteau

K : coefficient de raideur du sol (K=4 Kg/cm^{3}pour un sol moyen $\sigma_s \approx 0.2$ MPa)

I : moment d'inertie de la poutre de libage

$$\left(I = \frac{b.h_p^3}{12} \right)$$

h_p : la hauteur de la poutre de libage

$$\left(h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.l^4{}_{max}}{E}} \right)$$

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1,SF2 , SF3, SF4, SF5, SF6, SF7, SF8 et SF9) respectivement.

Tableau VI.11. Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l_{max}(m)	h_p(m)	I(m^2)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	$l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$
PL1	0.50	2.86	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL2	0.50	2.70	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL3	0.50	3.30	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V

PL4	0.50	3.30	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL5	0.50	3.30	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL6	0.50	3.30	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL7	0.50	3.30	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V
PL8	0.50	3.05	0.50	5.2×10^{-3}	5.11	C.V

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 : ΣNi :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

Donc la poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q.

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣN_{iult}	ΣN_{iser}	L(m)	q_u	q_{ser}
PL1	6632.84	4844.83	14.72	450.60	329.13
PL2	1638.74	1199.47	8.00	204.84	149.93
PL3	1010.58	738.89	3.80	265.94	194.44
PL4	4033.62	2946.31	10.15	397.40	290.28
PL5	3464.78	2529.33	7.40	468.21	341.80
PL6	1305.93	957.90	3.30	395.74	290.27
PL7	4059.50	2967.37	9.28	437.44	319.76
PL8	5857.66	4276.03	10.45	560.54	409.19

❖ **Calcul des moments :**

➢ **Aux appuis :**

- <u>À l'ELU:</u>

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- <u>À l'ELS :</u>

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

➢ **En travées :**

- <u>À l'ELU:</u>

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- <u>À l'ELS:</u>

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.13. Calcul des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	277.51	183.21	202.70	97.22
PL2	104.71	178.01	76.65	130.30
PL3	181.00	307.71	132.34	224.97
PL4	307.29	194.36	224.46	141.74
PL5	362.05	392.59	264.30	286.59
PL6	269.35	457.89	197.56	335.86
PL7	297.73	476.37	217.64	348.22
PL8	431.76	257.94	314.99	188.39

❖ **Calcul du ferraillage :**

a) Armatures longitudinales :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A_s (cm²)	A_s'(cm²)	Choix
PL1	Travée	183.21	63	8.59	0.00	5HA16 = 10.05
	Appuis	277.51	63	13.13	0.00	7HA16=14.07
PL2	Travée	178.01	63	8.32	0.00	5HA16 = 10.05
	Appuis	104.71	63	4.84	0.00	5HA14 = 7.69
PL3	Travée	307.71	63	14.73	0.00	5HA14+5HA16=17.74
	Appuis	181.00	63	8.46	0.00	5HA16 = 10.05
PL4	Travée	194.36	63	9.10	0.00	5HA16 = 10.05
	Appuis	307.29	63	14.21	0.00	5HA14+5HA16=17.74
PL5	Travée	392.59	63	18.90	0.00	10HA16 = 20.10
	Appuis	362.05	63	17.34	0.00	5HA14+5HA16=17.74
PL6	Travée	457.89	63	22.26	0.00	12HA16 = 24.12
	Appuis	269.35	63	12.73	0.00	7HA16=14.07
PL7	Travée	476.37	63	23.21	0.00	12HA16 = 24.12
	Appuis	297.73	63	14.14	0.00	5HA14+5HA16=17.74
PL8	Travée	257.94	63	12.17	0.00	7HA16=14.07
	Appuis	431.76	63	20.90	0.00	12HA16 = 24.12

b) Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15MPa

Tableau VI.15. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	σ_b MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
PL1	Travée	97.22	10.05	4.05	C.V
	Appuis	202.70	14.07	7.45	C.V
PL2	Travée	130.30	10.05	5.43	C.V
	Appuis	76.65	7.69	3.54	C.V
PL3	Travée	224.97	17.74	7.61	C.V
	Appuis	132.34	10.05	5.51	C.V
PL4	Travée	141.74	10.05	5.90	C.V
	Appuis	224.46	17.74	7.59	C.V
PL5	Travée	286.59	20.10	9.28	C.V
	Appuis	264.30	17.74	8.94	C.V
PL6	Travée	335.86	24.12	10.24	C.V
	Appuis	197.56	14.07	7.26	C.V
PL7	Travée	348.22	24.12	10.61	C.V
	Appuis	217.64	17.74	7.36	C.V
PL8	Travée	188.39	14.07	6.92	C.V
	Appuis	314.99	24.12	9.61	C.V

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

c) Armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

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

Avec :

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$ Où :

$$\overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

Tableau VI.16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u (MPa)	τ_u (MPa)	$[\tau_u]$ (MPa)	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	644.35	2.04	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL2	292.92	0.93	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL3	438.80	1.39	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL4	655.71	2.08	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL5	763.89	2.42	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL6	652.97	2.07	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL7	721.77	2.29	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL8	772.54	2.45	2.50	8HA10=6.28	10	15

VI.5. Mur de soutènement :

Les murs de soutènement sont réalisés dans le but de retenir des pressions latérales causées par les sols. Pour le cas de notre structure on distingue un mur de soutènement de type cantilever, Il est appuié sur une semelle filante.

Sa stabilité est assurée par la semelle chargée de sol du coté amont ainsi que par son poids propre.

Le calcul est fait pour une bande de 1 m.

VI.5.1. Pré dimensionnement du mur :

- Hauteur du mur : H=6.5 m
- Largeur de la semelle : $0.5H \leq B \leq 0.7H$

$$3.25 \leq B \leq 4.55$$

On prend : B=3.50m

- Epaisseur du rideau :

$$e_1 \geq H/24(\min 30cm) = 27.08cm$$

On prend : e_1 =30cm

- Epaisseur de la semelle : $e_2 = h/12 = 54.16cm$

On prend : e_2 = 50 cm

- $d_1 = B/3 = 3.5/3 \Rightarrow d_1 = 1.20$ m
- $d_2 = B - (e_1+d_1) = 3.5-(0,30+1,2) = 2$ m

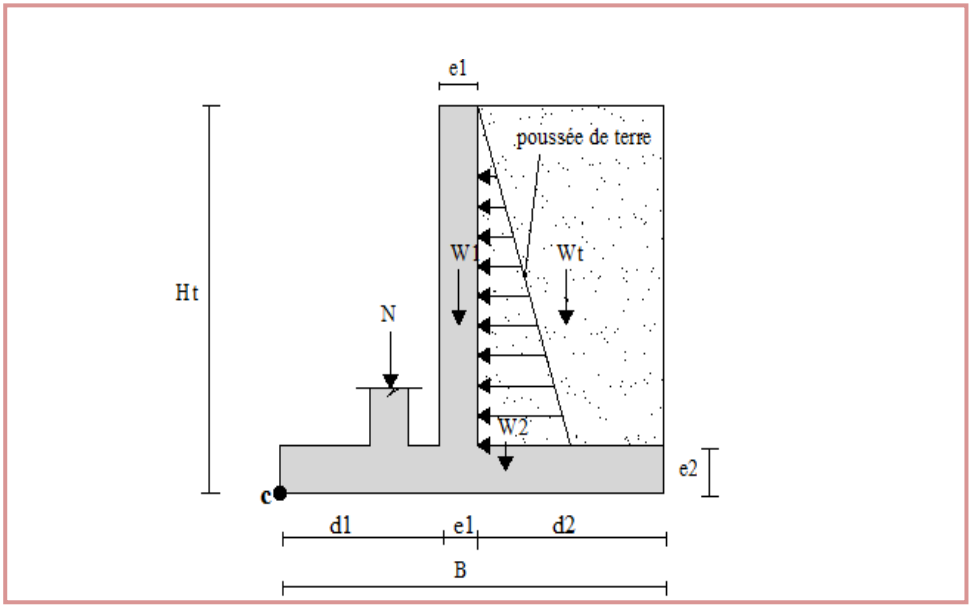


Figure VI.5. Pré dimensionnement du mur de soutènement

VI.5.2. Le terrain naturel :

On a une seul couche qui est d'argile de caractéristiques :

- Contrainte admissible du sol: $\sigma = 2$ bar
- Le poids volumique du terrain: $\gamma = 19.08$ kN/m^3
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 35°$
- un terrain plat $\Rightarrow \beta = 0$
- mur droit $\Rightarrow \lambda = 0$

VI.5.3. Poussées des terres :

❖ **La force de poussée :**

La force de poussée est calculée par la formule suivante :

$P = \frac{1}{2}.k_\gamma.\gamma.H^2$ **(**Rankine)

Avec : $k_\gamma = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (Formule simplifiée de Rankine)

$k_\gamma = tg^2(\frac{180}{4} - \frac{35}{2}) = 0.27$

$P = \frac{1}{2}.0{,}27.19{,}08.6^2 = 92.73$ kN

❖ **Le moment de poussée**

$M = P \times \frac{H}{3} = 92.73 \times 2 = 185.46$ kN.m

VI.5.4. Calcul du ferraillage :

VI.5.4.a. Ferraillage du rideau :

Les données :

Pour b =100 cm, h= 30 cm, $c_1 = c_2 = 3$ cm, M= 185.46 kN.m

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b.B.1.(e1-c)^2} = 0{,}179 \Rightarrow A' = 0 \text{ et } \beta = 0{,}900$$

$$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_s.\beta.1.(e1-c)} = 21.63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

A=7HA20 = 21.99 cm^2 ⇒ S = 15 cm

Armateur de répartition : $A_R = \frac{A_{calculé}}{4} = 5{,}49 cm^2$

Choix des barres :

A=20HA10 = 15.60 cm^2 ⇒ Srep = 30 cm

- **Condition de non fragilite :**

A_{min} = b.h /1000 =100×30/1000 =3.00 cm^2

$A_S \geq A_{min}$ (C.V)

VI.5.4.b. Ferraillage de la semelle :

C'est une semelle filant supportant le mur et quatre poteaux. On prend une bande de 1m comportant le mur et le poteau le plus sollicité.

Les données :

B = 3.5 m

e_2 = 50 cm

b = e_1 = 30cm

N = 602.57 kN et M= 7.83kN.m

e_0 = 0,013 m

On doit vérifier que: $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0{,}172 < \sigma_{sol} = 0{,}2 \text{ MPa} \quad (CV)$$

Reaction du sol:

$e_0 = 0{,}01 < \frac{B}{6} = 0{,}58m \rightarrow Reaction\ du\ sol\ et\ trapizoidale$

$e_0 = 0{,}01 < \frac{B}{18} = 0{,}19m \rightarrow$ On appliqué la méthode des bielles

$$A_b = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right).\left(\frac{B-b}{8.\bar{\sigma}_s.(e_2 - c)}\right) = 12.54 cm^2$$

Choix des barres :

A = 8HA16 = 16.08 cm^2 ⇒ S = 12.5 cm

Armateur de répartition :

$A_{rep} = \frac{A(cm^2) \times B(m)}{4} = 14.05\ cm^2$

Choix des barres :

A = 18HA10 = 14.07 cm^2 ⇒ Srep = 20 cm

VI.6. Etude des longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1.Pré dimensionnement: [1] « Art [10.1.1.b] »

Pour un sol de fondation de catégorie S_2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (b x h) = 25 x 30cm²

On adopte : (b x h) = (30 x 40) cm².

VI.6.2. Sollicitations: [1] « Art [10.1.1.b] »

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_u = 1792.53 kN ; N_{ser} = 1306.64 kN

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas : α = 12 (Zone III ; Site S_2)

⇒ $F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1792.53}{12}$ = 149.38 kN

⇒ $F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1306.64}{12}$ = 108.88 kN

VI.6.2. Ferraillage:

a. Etat Limite Ultime:

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

$$A_u = \frac{149.38 \times 10^3}{348} = 4.29 cm^2$$

b. Condition de non fragilité: (CBA 93)

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e} = \frac{(30 \times 40) \times 2.1}{400} = 6.30 cm^2 \Rightarrow A \geq 6.30 cm^2$$

Donc on adopte A= 6HA12 = 6.78cm²

c. Vérification a l'ELS :

❖ **Etat limite de service: (CBA 93) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa \quad \text{Avec : } F_{ser} = 108.88 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{108.88 \times 10^3}{678} = 160.59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa} \quad \text{(C.V)}$$

❖ **Section minimale donnée par le RPA 99:**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section B : [1] « Art [10.1.1.b] »

$$A_{min} = \frac{0.6 \times b \times h}{100} = \frac{0.6 \times 30 \times 40}{100} = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{choisie} < A_{min} \quad \text{(C.N.V)}$$

Donc on adopte : A = 6HA14 = 9.23 cm^2

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 [1]: « Art [10.1.1.b] » qui doit être inférieur au :

Min (20 cm ; 15Φ).

❖ **Section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

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

$A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte : $S_t = 15$ cm.

CONCLUSION

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir: la fonction, l'économie et l'esthétique.

En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

[1] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[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] Cours Béton Armé Monsieur BOUKENDAKDJI

[6] Introduction à la mécanique des sols A. BOUAFIA

Logiciels :

- ROBOT BAT 2010.
- ROBOT EXPERT 2010.
- AUTOCAD 2012.