REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA

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

Filiére :Genie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : structures

Etude d'un bâtiment à usage multiple en (R+8niv+SS) contreventé par des voiles en béton armé

Réalisé par :

Mell :KAHLAL Sekoura

Mr: HADDID Amine

promoteur :

Dr.DEBIEB Farid

CO-PROMOTEUR:

Mr.BENYAMINA Smail

Proposé par:

B.E.T OUADA

PROMOTION JUIN 2012

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements tout d'abord à notre dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.
En second lieu, nous tenons à remercier nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience durant ces longues années d'étude

L'expression de notre haute reconnaissance et gratitude à notre encadreur Dr. DEBIEB Farid et notre copromoteur BENYAMINA Smail pour leur précieux conseils et leur aide durant toute la période du travail.

Nos remerciements s'adressent également à Messieurs SAFIDINE Salim, SAYFA Mhamed , et OULd TURKI Benaissa et BOKEFTANE Yassine , qu'il ont toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers Mr DERBALA AMAR qui a eu la gentillesse de lire et corriger ce travail.
Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail.

Enfin nous adressons nos plus sincères remerciements à la Faculté des Sciences et de la technologie , pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée, ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.
Merci à tous et à toutes.

Http://maomao520.yeah.net

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par mes très chers parents qui m'ont toujours tout donné que dieu les protèges et les gardes en bonne santé.

Je dédie aussi à :

- *Mon cher frère : IMADE*
- *Mes chères sœurs : MERIAME, SOUMIA, SABRINA.*
- *A mon binôme te sa famille (KAHLAL).*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A toute la section Génie Civil générale promotion 2012*
- *A tout mes amis YOUCEF, BERAHIM, ALI, AKREM, WASSIM, BOUBO et a toute la click.*
- *Atout mes amies SIHEM et AHLEM, ZOLA, SARA, HADILE, IMEN.*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

HADDID AMINE

DEDICACE

Je dédié ce modeste travail :

- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination*

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents Que dieu vous protège*
- *A ma chère grand mère* que Dieu ait son âme
- *A mes très chères sœurs :*

  NAILA, SALIMA, THIZIRI, YASMINE, MALIKA
- *A toute la famille (KAHLAL ET OULD MOUHAMED)*

  Sans exception.
- *A mon binôme et sa famille (HADDIDE).*
- *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.*
- *A mes amies Sant exception,et surtouts de la promotion structures-2012*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Merci.

KAHLAL SEKOURA

الملخص

هذا المشروع يهدف إلى :
دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق ارضي+8 طوابق+ طا بق تحت الأرض) متعددة الاستعمال و المفروض بناؤها بالبليدة والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (III)
مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية ، مضمونة ومحققة بواسطة نظام مختلط (العارضات والأعمدة + جدران مسلحة)
قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(C.B.A93 ;R.P.A99)
الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (SAP2000 V12)
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résume

Ce projet consiste à étudier une structure mixte en béton armé (RDC+8 étages +S.Sol) à usage multiple, qui sera implantée à BLIDA, classé comme une zone de haute sismicité (zone III) d'après les règles parasismiques algériennes.

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

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V12).

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

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a rienforced concrete structure (ground first floor+8floors+One undergrounds) with mixe use and that will be implemented in BLIDA , which integrated in the seismic zone (III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by a mixed brace system (porches and sails).

The measurement and the scraps of the resistant elements were done according to the Algerians rules (CBA.93 et RPA99)

The dynamic study were carried out using the(SAP2000V12)software.
Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

Sommaire

Remerciment
Didicace
Résumé
Notation
Introduction générale

Chapitre I

I.1. Introduction ……1
I.2. Implantation de l'ouvrage et donnés du site……1
I.3. Présentation de l'ouvrage……1
I.4.Caractéristique géométriques de l'ouvrage ……1
I.4. a . Dimensions en élévation ……1
I.4.b.Dimention en plan ……2
I.5. Système de contreventement ……2
I.5.a. Les Planchers ……2
I.5. b. Maçonnerie ……3
I.5. c . L'acrotère ……3
I.5.d. Terrasse ……3
I.5. e. Revêtement……3
I.5. f. Escaliers ……3
I.5. g. Ascenseurs ……3
I.6. caractéristique mécanique des matériaux……4
I.6.1. Le béton…… 4
I.6. 2. Béton armé ……5
I.6.3. L'Acier……7

.

Chapitre II

II.1.Introduction ……17
II.2. Les planchers……17
II.2.a. Plancher à corps creux ……17
II .2. b. Les dalles pleines ……19
II.3. Évaluation des charges et surcharges……20
II.3.1. Maçonnerie ……20
II.3.2. Plancher-terrasse…… 21
II.3.3. Plancher courant ……22
II.3.4. dalle pleine……23
II.4. Les poutres……25
II.4. 1. Pré dimensionnement des poutres……25
II.4.2. Vérification de la flèche……27
II .5. Les poteaux……28

II.5.1. Pré dimensionnement des poteaux ……28
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité ……28
II. 5.3. Dimensions des poteaux ……28
II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f ……28
II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$ ……30
II.5.6. Détermination des charges et surcharges ……32
II.5.7. Descente des charges ……32
II.5. 8.Vérification selon le RPA99v2003 ……36
II.5.9. Vérification aux zones nodales……36
II.6.les voiles ……37
II .6.1. Pré dimensionnement des voiles ……37

Chapitre III

III .1. Introduction ……39
III.2.L'acrotére ……39
III. 2.1. Définition ……39
III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations ……40
III.2.3. Calcul des efforts ……40
III.2.4. Calcul du ferraillage……41
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant……44
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme ……44
III.3 Plancher a corps creux……45
III.3.1. La dalle de compression ……45
III.3.2. Les poutrelles……46
III.4.Escalier……63
III.4.1. Introduction ……63
III.4.2. Terminologie ……63
III.4.3. Escalier à Cinque volées (Au sou- sol)……64
III.4.4. Escalier à trois volées (R.D.C)……77
III.5. calcul de la poutre paliére……84
III.5.1. Pré dimensionnement ……84
III.5.2. Évaluation des charges ……85
III.5.3 Calcul des efforts……85
III.5.4. Ferraillage de la poutre palière ……87
III.5.5. Les vérifications nécessaires……88
III.6.calcul des dalles pleines ……90
III.6.1. Méthode de calcul……90
III.6.2. Principe de calcul……91
III.6.3. Calcul par la méthode des lignes de rupture ……92
III.6.3. 1. Cas d'une dalle reposant sur trois appuis ……92
III.7. La dalle machine ……100
III.7.1. Introduction ……100
III.7.2. Pré dimensionnement……100

III.7.3. Détermination des charges permanentes et
Charges d'exploitation……101
III.7.4. calcul des sollicitations ……102
III.7.5. Calcul du ferraillage ……105
III.7.6. les vérifications nécessaire ……106
III.7.7. Verification de non poinçonnement ……108

Chapitre IV

IV. Etude dynamique……109
IV.1. Introduction……109
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure ……109
IV.2.1. Centre de masse……109
IV.2.2 Centre de torsion……110
IV.2.3. Excentricité ……112
IV.3. Modélisation de la structure ……113
IV.3.1. Modélisation de la rigidité ……113
IV.3.2. Modélisation de la masse ……113
IV.4. ETUDE SISMIQUE……121
IV. 4.1 Choix de la méthode de calcul……121
IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique ……124

Chapitre V

V.1. Introduction ……138
V.2.Ferraillage des poutres……138
V.2.1. Introduction ……138
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 ……139
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……141
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……143
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts
tranchants ……145
V.2.6. Calcul des armatures transversales ……146
V.3.Ferraillage des poteaux ……150
V .3.1. Détermination des armatures longitudinales ……150
V.2.3. Ferraillage des voiles ……163

Chapitre VI

VI.1.Introduction ……180
VI.2. type de la fondation ……180
VI 3. Connaissance du lieu et du sol ……180
VI.4. Choix du type de fondation ……181
VI.4.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles ……181
VI.4.2. Le Radier ……182

VI.4.3. FERRAILLAGE DU DEBORD……186
VI.4.3. Nervure ……188
VI.5. Calcul des longrines…….…….192
VI.5.1. Introduction ……...192
VI.5.2. Pré dimensionnement……..192
VI.5.3. Sollicitations……..192
VI. 5.4. Ferraillage ……192
VI.6. étude de mur de soutènement ……193
VI-6-1- introduction……193
VI.6.2.Dimensionnement du Mur……194
VI.6.4. détermination des efforts de renversement (calcul des poussées)……195

Bibliografie
Conclusion générale

Listes des tableaux

Tableau I-1 : les caractéristiques des aciers utilisés ……8
Tableau II-1 : charges permanentes du mur simple ……20
Tableau II -2 : charges permanentes du mur double cloison……20
Tableau II -3 : Charges permanentes a corps creux du plancher-terrasse……21
Tableau II -4 : Charges permanentes du plancher-terrasse ……22
Tableau II - 5 : Charge permanente pour la dalle pleine d'étages courants……23
Tableau II- 6 : Charge permanente pour la dalle pleine planchée terrasse ……24
Tableau II -7 : pré dimensionnement des poutres……26
Tableau II-8: pré dimensionnement des poteaux……28
Tableau II-9: Détermination de la langeur de flambement……29
Tableau II -10: calcul de N_u ……31
Tableau II -11 : Tableau des charges permanentes ……33
Tableau II -12 : Tableau des surcharges d'exploitation ……34
Tableau II -13 : Tableau de vérification ……35
Tableau II -14 : vérifications de coffrage ……36
Tableau II -15 : vérification aux zones nodale ……36
Tableau II -16 : dimensionnement des voiles ……37
Tableau III-1 : Les charges ……40
Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS ……40
Tableau III-3 : les charges de la poutrelle avant collage ……47
Tableau III-4: Calcul des moments ……48
Tableau III-5: calcul des étaiement ……48
Tableau III-6: Méthode de CAQUOT ……49
Tableau III-7: Actions de calcul des poutrelles après coulage……50
Tableau III-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travées (ELU)……51
Tableau III-9 : différent sollicitationsdans la poutrelle à une seule travée (ELS)……51
Tableau III-10 : Différentes sollicitationsdans les poutrelles à 4 travées (ELU)……52
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELS)……53
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)……55
Tableau III-13: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)……55
Tableau III-14: Récapitulations des efforts……57
Tableau III-15 : calcul des armatures ……58
Tableau III-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles……59
Tableau III-17: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……59
Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ……61
Tableau III-19 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles ……62
Tableau III-20: Poids propre du palier de repos de l'escalier……65
Tableau III-21 : Poids propre de la paillasse de l'escalier ……66
Tableau III-22 : Combinaison des charges de l'escalier ……66
Tableau III-23 : calcule de l'armature longitudinale……69
Tableau III-24 : Les armatures de répartition : ……69
Tableau III-25 : vérifications préliminaires de la flèche ……71

Tableau III-26 : vérifications de la flèche……71
Tableau II-27: Combinaison des charges de l'escalier……72
Tableau III-28 : calcul et vérification des armatures longitudinales……74
Tableaux III-29 : Armature de répartition ……74
Tableaux III-30 : vérifications préliminaires de la flèche……76
Tableaux III-31 : vérification de la flèche ……76
Tableau III-32 : Combinaison des charges de l'escalier ……78
Tableau III-33 : calcul et vérification de l'armature ……80
Tableau III-34 : calcule de l'armature de répartition ……81
Tableau III-35 : vérification préliminaire de la fléche ……82
Tableau III-36 : vérification de la flèche ……83
Tableau III-37 : LA Réccape des escaliers ……83
Tableau III-38 : pré dimensionnement de la poutre palière……85
Tableau III-39: Les efforts agissants sur la poutre paliere……86
Tableau III-40 : calcule et vérification d'armature longitudinale……87
Tableau III-41 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière……90
Tableau III-42: Travail externe……92
Tableau III-43: Travail interne……93
Tableau III-44 : Calcule du moment……94
Tableau III-45 : calcul du ferraillage……94
Tableau III-46 : Calcul des sections d'acier de la dalle……94
Tableau III-47 : vérification a ELS……95
Tableau III-48 : vérification de l'effort tranchant……95
Tableau III-49 : vérification de la flèche préliminaire……96
Tableau III-50 : Travail externe……97
Tableau III-51 : Travail interne……97
Tableau III-52 : calcule du moment……98
Tableau III-53 : Calcul des sections d'acier de la dalle……98
Tableau III-54 : vérification a ELS……99
Tableau III-55 : vérification de l'effort tranchant……99
Tableau III-56 : Vérification de la flèche préliminaire……100
Tableau III-57 : Les charges concentrées……102
Tableau III-58 : Détermination des chargements de la dalle……102
Tableau III-59 : calcule du moment……105
Tableau III-60 : Calcul des sections d'acier de la dalle……106
Tableau III-61 : vérification de L'ELS……107
Tableau III-62 : vérification de l'effort tranchant……107
Tableau IV-1 : les coordonnée du centre de masse et du centre de torsion pour une structure auto stable……115
Tableau IV-2 : détermination de l'excentricité théorique……115
Tableau IV-3 : détermination de l'excentricité accidentelle……116
Tableau IV-4: Période et facteurs de participation massique auto stable……116
Tableau IV-5: Le comportement des trois premiers modes……117
Tableau IV-6 : Calcul centre de masse et centre de torsion……119
Tableau IV-7 : calcul d'excentricité théorique……119

Tableau IV-8 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....120
Tableau IV-9 : Calcul de l'excentricité totale.....120
Tableau IV-10 : détermination du facteur de qualité Q 122
Tableau IV-11 : Le comportement des trois premiers modes.....124
Tableau IV-12: Période et facteurs de participation massique.....125
Tableau I-13 : vérification des périodes.....126
Tableau IV-14 : Calcul de la force sismique (M.S.E).....127
Tableau IV-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....128
Tableau IV-16: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X).....130
Tableau IV-17: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y).....131
Tableau IV-18 : calcul du moment drenversement.....132
Tableau IV-19 : calcul du momenstabilisant.....132
Tableau IV-20 : Vérification de stabilisation.....133
Tableau IV-21 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (X).....134
Tableau IV-22 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (Y).....135
Tableau IV-23: Vérification l'effet (P-Δ) sens (X).....136
Tableau IV-24: Vérification l'effet (P-Δ) sens (4).....137
Tableau IV-25 : largeur minimale du joint.....137
Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.....140
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.....140
Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....142
Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....142
Tableau V-5: vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA.....144
Tableau V-6 : vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA et RPA.....144
Tableau VI-7: Calcul de $\bar{\tau}_u$ 145
Tableau V-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....145
Tableau V-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....146
Tableau V-10 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.....147
Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres.....147
Tableau V-12 vérifications de la flèche.....148
Tableau V-13 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.....153
Tableau V-14: vérification des armatures à ELS des poteaux.....155
Tableau V-15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....157
Tableau V-16 : les armatures transversales et leurs espacements.....159
Tableau V-17 : calcul des armateurs verticaux.....169
Tableau V-18 : vérification des armatures a ELS des voiles 170
Tableau V-19 : calcul des armateurs horizontaux.....171
Tableau V-20 : diamètre des armateurs transversaux.....172
Tableau V-21 : calcul des armateursverticaux.....173
Tableau V-22 : calcul des armateurs horizontaux.....174
Tableau V-23 : Calcul de l'armature longitudinale.....179
Tableau V-24 : Calcul de l'armature transversal.....179
Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier.....185
Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier l'ELS.....185
Tableau VI-3: Ferraillage ddébord.....187
Tableau VI-4 : Vérification descontraintes.....188
Tableau VI-5 : Calcul des armatures longitudinales de lnervure.....189

Tableau VI-6 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'EL.....190
Tableau VI-7 : Les données de calcul…….……..198

Liste des figures

Figure. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l' ELU……7
Figure. I-2 : Diagramme déformations – contraintes de calcul de l'acier ……9
Figure I-3: plan de masse …… ……11
Figure I-4 : plan de sous sol ……12
FigureI-5 : plan de RDC ……13
Figure I-6 : plan de l'étage courant ……14
Figure I-7 : plan de terrasse ……15
Figure I-8 : plan de la coupe A-A ……16
Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux……18
Figure II-2: Dimensions du corps creux ……18
Figure II -3 : composante d'un plancher-terrasse ……21
Figure II -4 : composants d'un plancher courant……22
Figure II -5 : composantes d'un plancher courant……23
Figure II -6 : composants de la dalle pleine d'étages courants ……24
Figure II -7 : Dimensionnement de la poutre ……25
Figure. II -8 : représentation du poteau le plus sollicité……32
Figure II -9 : les poutres principales et les poutres secondaires ……37
Figure II – 10 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche) ……38
Figure III-1 :L'acrotère ……39
Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU ……40
Figure III-3 : Section de B.A à l'ELU ……41
Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère ……45
Figure III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression……46
Figure III-6 : dimensionnement de la poutrelle ……46
Figure III-7: Schématisation de la poutrelle avant coulage ……47
Figure III-8 : Choix de disposition des étaiements……48
Figure III-9 : Poutrelle à une seule travée ……50
Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchant a un seul travée (ELU) ……51
Figure III-11 : Diagramme des moments d'une seule travée (ELU) ……51
Figure III-12 : Diagramme des moments d'une seule travée (ELS) ……52
Figure III-13 : Poutrelle à 4 travées ……52
Figure III-14 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELU)……53
Figure III-1 5: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles a 4 travées a(ELU)……54
Figure III-16 : Diagramme des moments des poutrelles a 4 travées (ELS) ……54
Figure III-17 : Poutrelle à 6 travées ……54
Figure III-18 : Diagramme des moments du poutrelle à 6 travées (ELU) ……56
Figure III-19: Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 6 travées (ELU)……56
Figure III-20 : Diagramme des moments de la poutrelle à 6 travées (ELS)……56
Figure III- 21 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche), aux appui (à droit)……57
Figure III-22 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……63
Figure III -23 : Représentation d'un escalier……64
Figure III-24 : Dimensions de l'escalier ……64

Figure III-25 : Schéma statique à l'E.L.U 67
Figure III-26 : Schéma statique à l'E.L.S.....68
Figure III-27 : Chois de l'espacement 70
Figure III-28 : Dimensions de l'escalier 72
Figure III-29 : Schéma statique à l'E.L.U 73
Figure III-30 : Schéma statique à l'E.LS 73
Figure III-31 : ferraillage et l'espacement 75
Figure III-32 : Dimensions de l'escalier 77
Figure III-33 : Schéma statique à l'E.L.U 78
Figure III-34 : Schéma statique à l'E.L.S 79
Figure III-35 : Chois de l'espacement 81
Figure III-36 Dimensionnement de la poutre palière 84
Figure III-37 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU) 86
Figure III-38 : Différents efforts dans la poutre palière (ELS) 86
Figure III-39 : Dalle pleine repose sur trois appuis 92
Figure III-40 : Représentation de lignes de rupture.....92
Figure III-41 : dalle reposant sur deux appuis.....96
Figure III-42 :Représentation de lignes de rupture.....96
Figure III-43 : Dimensions de la dalle machine 100
Figure III-44 : Déférentes charges agissantes sur la dalle 101
Figure III-45 : Les lignes de rupture 103
Figure III-46 : la vérification de non poinçonnement 108
Figure IV-1 : Inerties des voiles et des poteaux 112
Figure IV- 2:Modélisation de la structure a ossature auto stable.....114
Figure IV-3 : modélisation de la structure a ossature mixte.....118
Figure IV-4 : disposition des voiles.....118
Figure IV-5:spectre de réponse.....123
Figure IV- 6: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....128
Figure IV-7 : Distribution des forces sismiques.....129
Figure IV-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x).....130
Figure IV-9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y).....131
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres.....143
Figure V-2 : poutre principale intermédiaire (terrasse+étage).....148
Figure V-3 : poutre principale intermédiaire (RDC).....148
Figure V-4 : poutre principale de rive (terrasse+étage).....149
Figure V-5 : poutre principale de rive (DRC).....149
Figure V-6 : poutre secondaire intermédiaire et de rive (terrasse).....149
Figure V-7 : poutre secondaire de rive (DRC+étage).....150
Figure V-8 : définition de la zone nodale dans les poteaux.....151
Figure V-9 : Disposition des armatures dans les poteaux.....160
Figure V-10 : Ferraillage des poteaux (50×50).....161
Figure V-11 : Ferraillage des poteaux (45×45).....161
Figure V-12 : Ferraillage des poteaux (40×40).....161
Figure V-13 : Ferraillage des poteaux (35×35).....162
Figure V-14 : Ferraillage des poteaux (30×30).....162
Figure V-15: Diagramme des contraintes (SPC).....164
Figure V-16 : Diagramme des contraintes (SET).....165
Figure V-17 : Diagramme des contraintes (SEC).....165

Figure V-18 : disposition des armatures verticales dans les voiles……168
Figure V-19 : disposition des armateurs transversaux (épingles)……172
Figure V-20 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……177
Figure V-21 : Armatures du linteau selon le RPA 99……178
Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré……182
Figure VI.2: Schéma statique du débord……186
Figure VI.3. Dimensionnes d'un mur de soutènement……194
Figure VI.4. La disposition des charges agissant sur le mur de soutènement……169
Figure VI-5 : Ferraillage de mur de soutènement……198

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.
C_d : coefficient dynamique.
K_t : coefficient de terrain.
Z_0 : paramètre de rugosité.
Z_{min} : hauteur minimale.
C_e : coefficient d'exposition au vent.
C_r : est le coefficient de rugosité.
$C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
$C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
C_p : coefficient de pression de vent.
W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : la pression due au vent
R : force résultante
F_w : la résultante des forces horizontales
F_u : une force de soulèvement.

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.
$c_{t:}$ coefficient de topographie
$q_{ref:}$ la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique

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.
 : Coefficient (calcul de C_d)
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

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

Introduction Générale

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (R+8+s-sol) à usage multiple implanté à Blida

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes: Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi, leur Prédimensionnement 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 quant à lui traite des les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) ainsi que l'étude dynamique qui a été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000V12.

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 chapitre V.

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.

Le travail est terminé par une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structurels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir compte des différentes données suivantes : l'usage, la résistance et la stabilité du bâtiment, les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques et les conditions économiques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment à étudier, le type de structure, et ses éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments porteurs et non porteurs d'un bâtiment à usage mixte (commercial + habitation). Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes *RPA99 version 2003*, et les règles de calcul (CBA93).

I.2. Implantation de l'ouvrage et donnés du site

- L'ouvrage est implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (***Zone III***) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien **(*RPA 99 version 2003)***
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le sol est considéré comme site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma} = 1.68$ bars (donnée par LABORATOIAR DE FONDA SOILE).
- étudié par le maitre d'œuvre (technique et architecture Mme. OUADA.A. architecte D.P.E)

I.3. Présentation de l'ouvrage

Le travail faisant l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour de forme irrégulière en plan (en forme de « **T»**) elle est composée d'un **:** sous - sol (parking) et RDC a usage commerciale et (08) étages courants à usage d'habitation en béton armé contreventé par des voiles (voir plan : page 11,12,13,14,15,16)

I.4.Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.4. a . Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment : 37.03 m.

Hauteur du sous-sol : 5.62m

Hauteur de RDC : 4.08m.

Hauteur d'étage courant : 3.06m.

I.4.b. Dimensions en plan

Longueur totale (sens longitudinal) : L = 31.00m.

Largeur totale (sens transversal) : L= 20.10 m.

I.5. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction 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 leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.5.a. Les Planchers

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

Notre bâtiment comporte deux types de planchers:

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

a.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées et les charges d'exploiatations de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

a.2. Planchers dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine

I.5. b. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses de 10cm

- **Murs extérieurs** (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'aire de 10 cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.5. c . L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de joncture entre l'acrotère et la forme de pente au niveau de la terrasse, La structure est entourée en terrasse d'un acrotère conçu en Voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5.d. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible,

I.5. e. Revêtement

* En carrelage pour les planchers courants.

* En mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des salles d'eau et cage d'escalier.

* En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.5. f. Escaliers

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à :
5 volées pour le s-sol et 3 volée pour le RDC et enfin deux volée pour les étage courant avec des paliers intermédiaires

I.5. g. Ascenseurs

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.
Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

I.6. caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques applicables en Algérie (***RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

Pour notre bâtiment on as utilisé les matériaux suivants :

I.6.1. Le béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) et de l'eau.

a -caractéristique du Béton

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier. (une bonne ouvrabilité)
- bonne résistance aux actions climatiques
- bonne résistance à la compression de l'ordre de 25 a 40MPA
- faible résistance à la traction de l'ordre de 1/10 de sa résistance a la compression

b-Ciment

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

c-Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

d-Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de *1m³* de béton est :

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

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

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

I.6. 2. Béton armé

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

a. Résistances mécaniques du béton [1]

a .1. Résistance du béton à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'age, dite résistance caractéristique à la compression, notée fc28.

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

$$Fcj = \frac{j \times fc28}{4.76+0.83j} \quad [Mpa] \quad pour \quad j< 28\ j.$$

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de 25 Mpa pour fc28.

a.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté *« a »* et de longueur *« 4a »* reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

Cette résistance est Conventionnellement, définie en fonction de celle à la compression par la formule suivante **:**

$$Ftj = 0,6+0.06\ fcj \quad [Mpa]$$

D' où : $ft28 = 2,1$ Mpa.

b. Module de déformation longitudinale

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

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

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel **[1]**.

$$\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}} \quad (Mpa) \quad \mathbf{E_{i28} = 32164.195\ Mpa}$$

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

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [**1**].

$\mathbf{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$ *(Mpa)* $\mathbf{E_{v28}}$= 10721.40 Mpa

e. Coefficient de poisson

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

$$\textit{Coefficient de Poisson} \qquad \nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

Avec

- Δl /l : allongement relatif de la section transversale.
- ΔL/L : allongement relatif de la section longitudinale

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

f. Les contraintes limites de calcul

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

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de

la quelle, il y a ruine de l'ouvrage. $\boldsymbol{f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}}$

γ_b: Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires……$\boldsymbol{f_{bu}}$ = 14,17 MPa

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles……$\boldsymbol{f_{bu}}$= 18,48 MPa

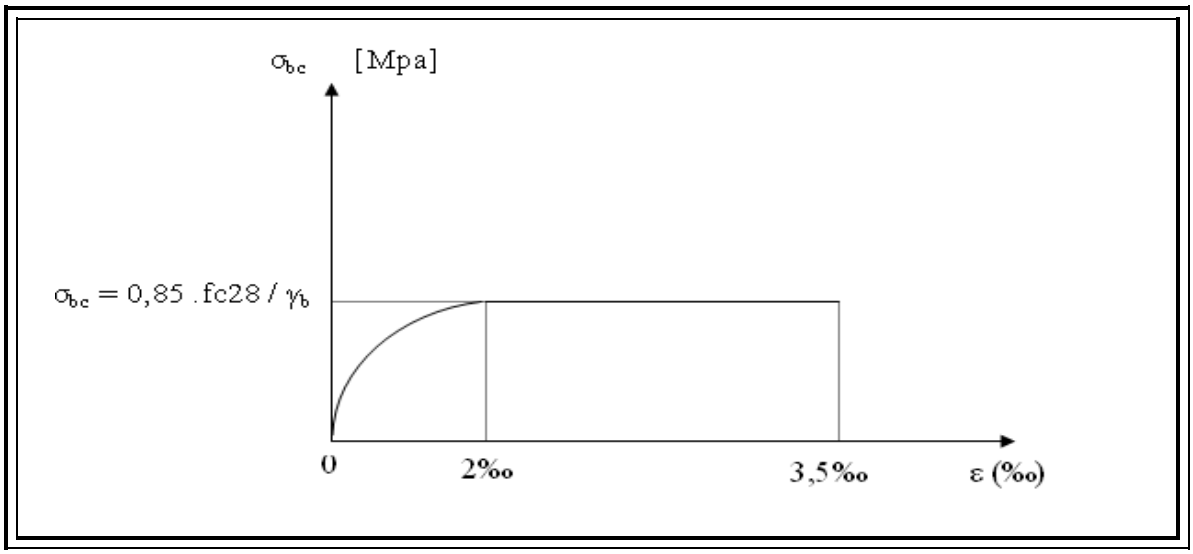


Figure. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l' ELU

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

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

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

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

I.6.3. L'Acier

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

a. Types d'acier :

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : les caractéristiques des aciers utilisés

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance A la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE 24	R L	235	410 -490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE 40	H A	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	520	520	8	1,3	1

b. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): *FeE24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa. Avec *TLE52 ∅ =6 mm* pour les dalles.

c. Module d'élasticité des aciers

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

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

d. Les contraintes limites de calcul

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant

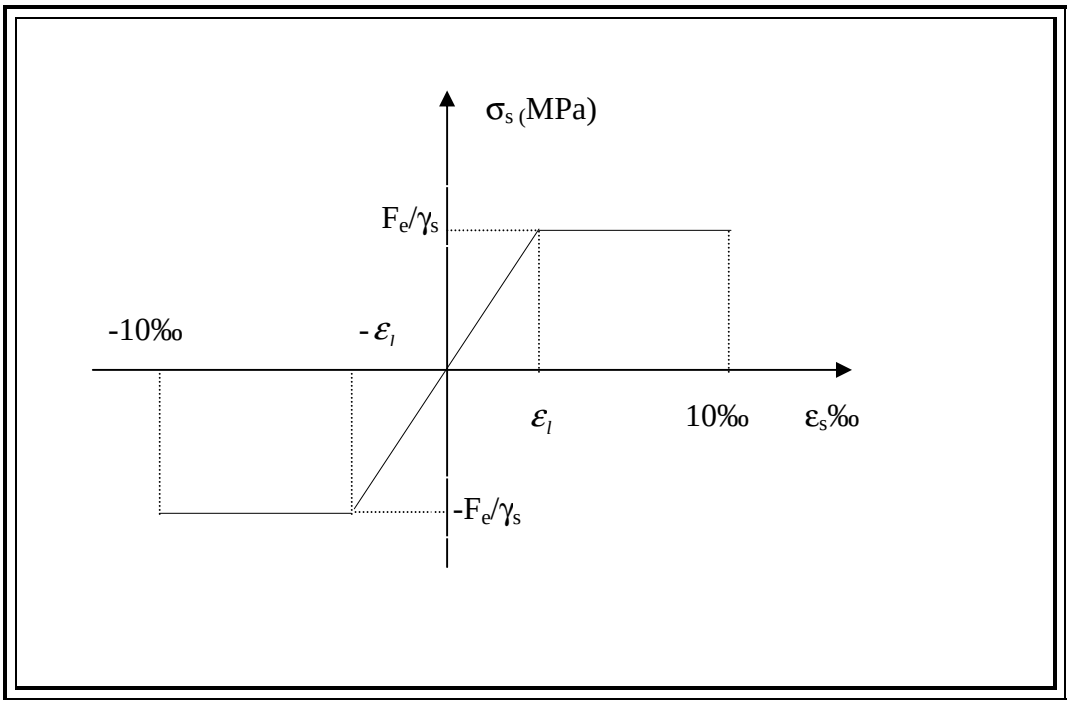


Figure. I-2 : Diagramme déformations – contraintes de calcul de l'acier

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

Fe : Contrainte limite élastique.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ Cas dessituation durable ou transitoires.} \\ 1.0 \quad \text{Cas des situations accidentelles.} \end{cases}$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right](MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$ $0.8\left\{\min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right](MPa)\right\}$

η : Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1.0 \text{ (pour les aciers ronds lisses)} \\ \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers à haute adhérence)} \end{cases}$

e. Protection d'armatures : (art A . 7-2 4 BAEL 91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (e) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5cm$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3cm$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1cm$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

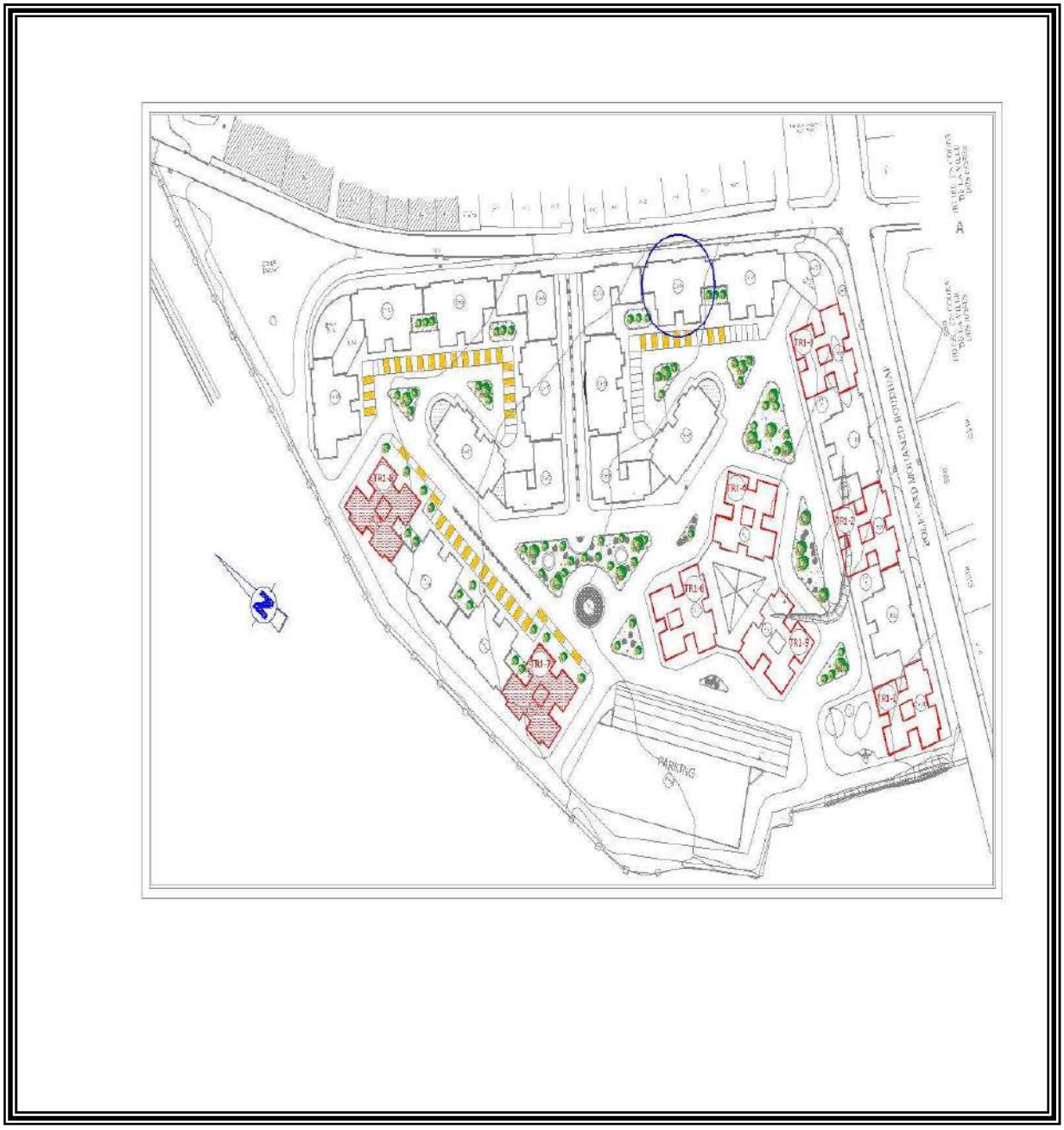


Figure I-3: plan de situation

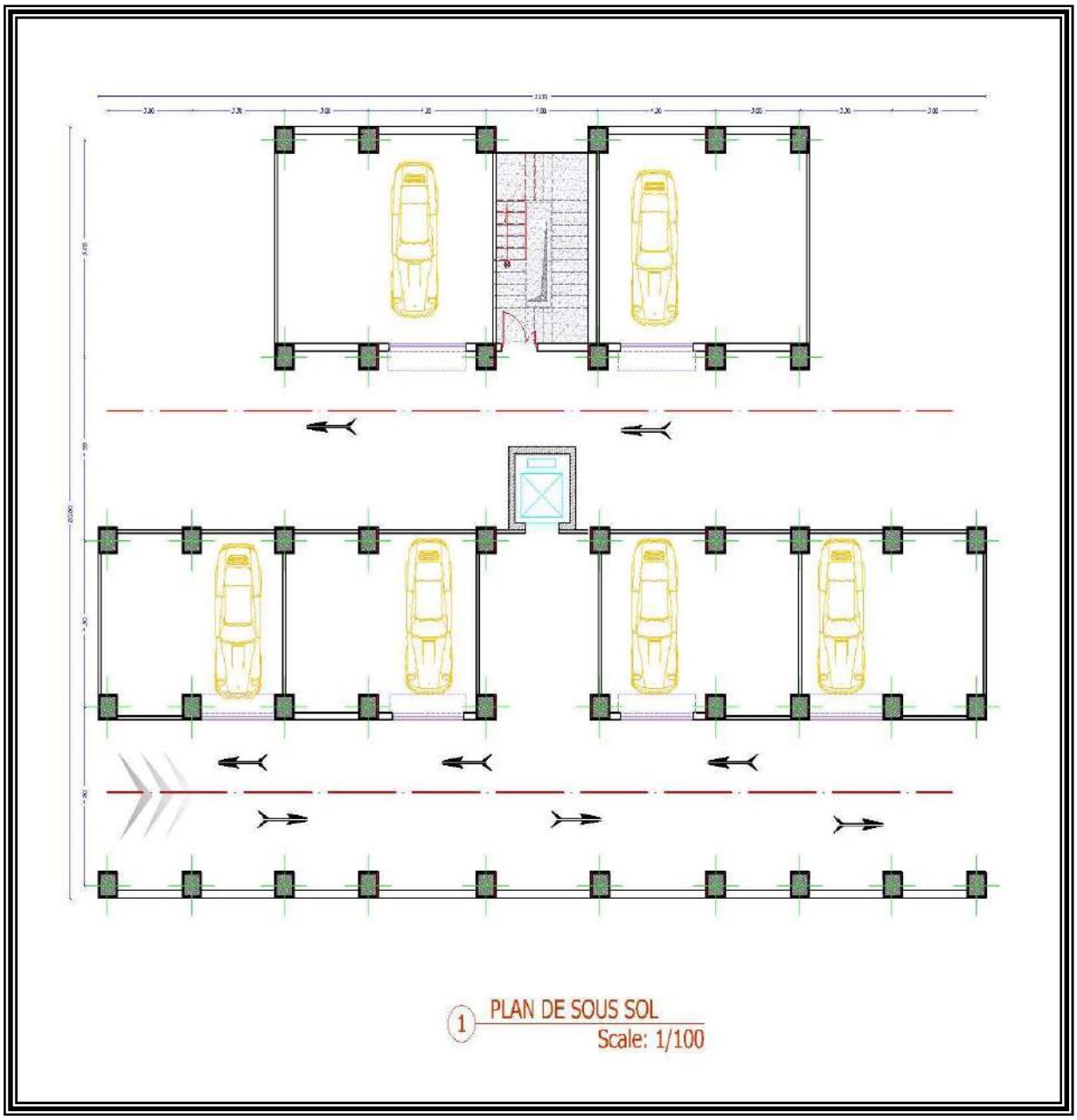


Figure I-4 : plan de sous sol

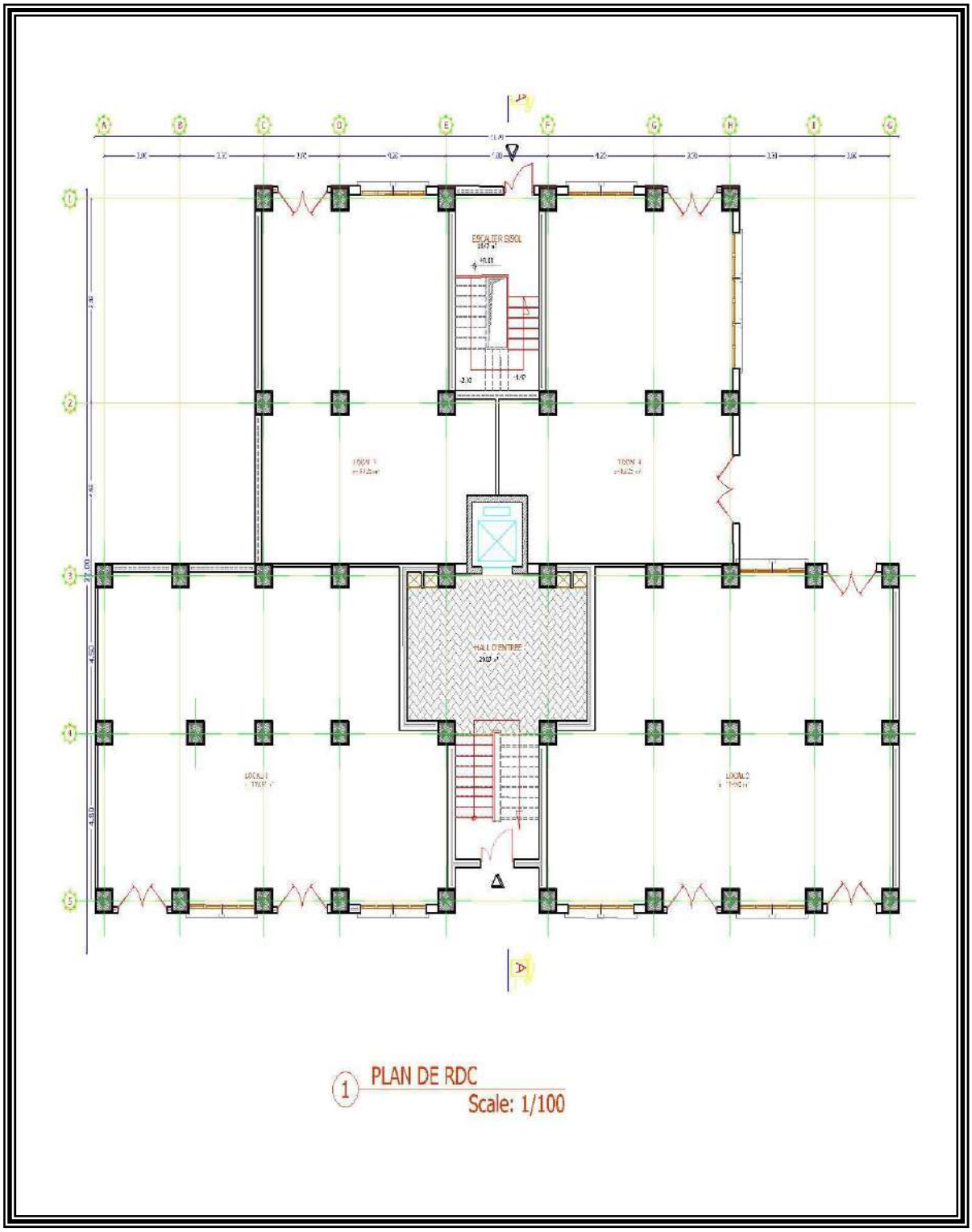


Figure I-5 : plan de RDC

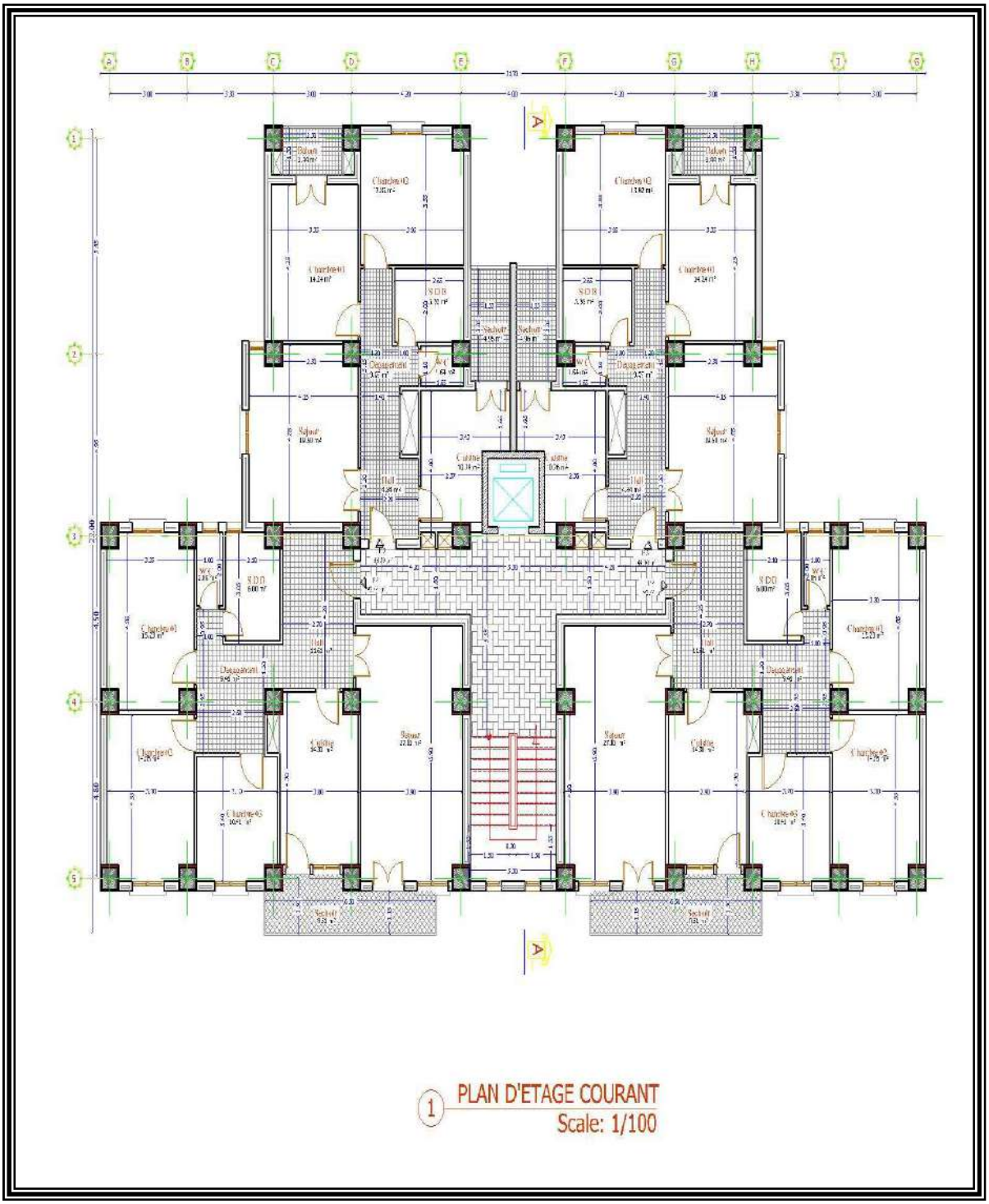


Figure I-6 : plan de l'étage courant

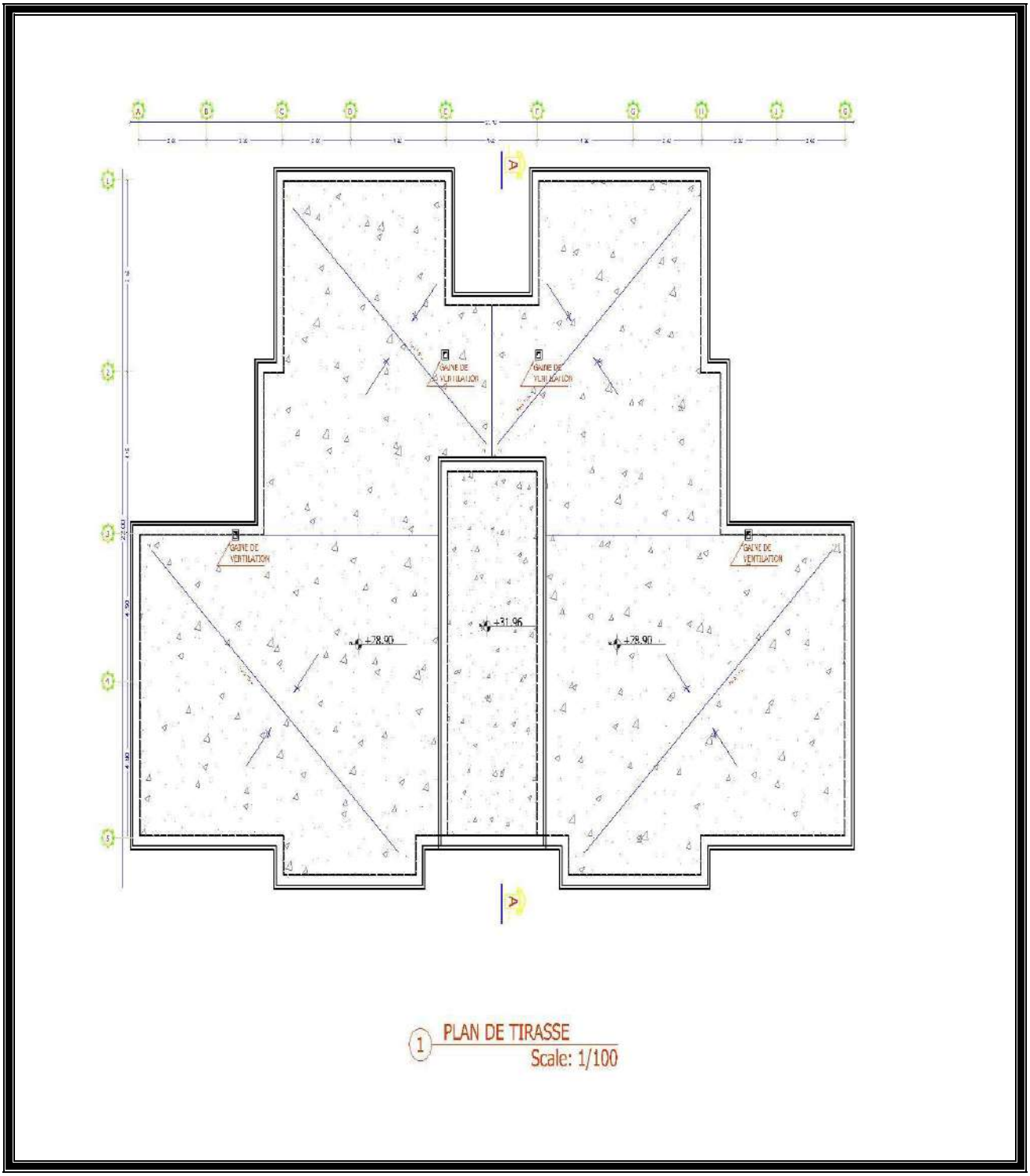


Figure I-7 : plan de terrasse

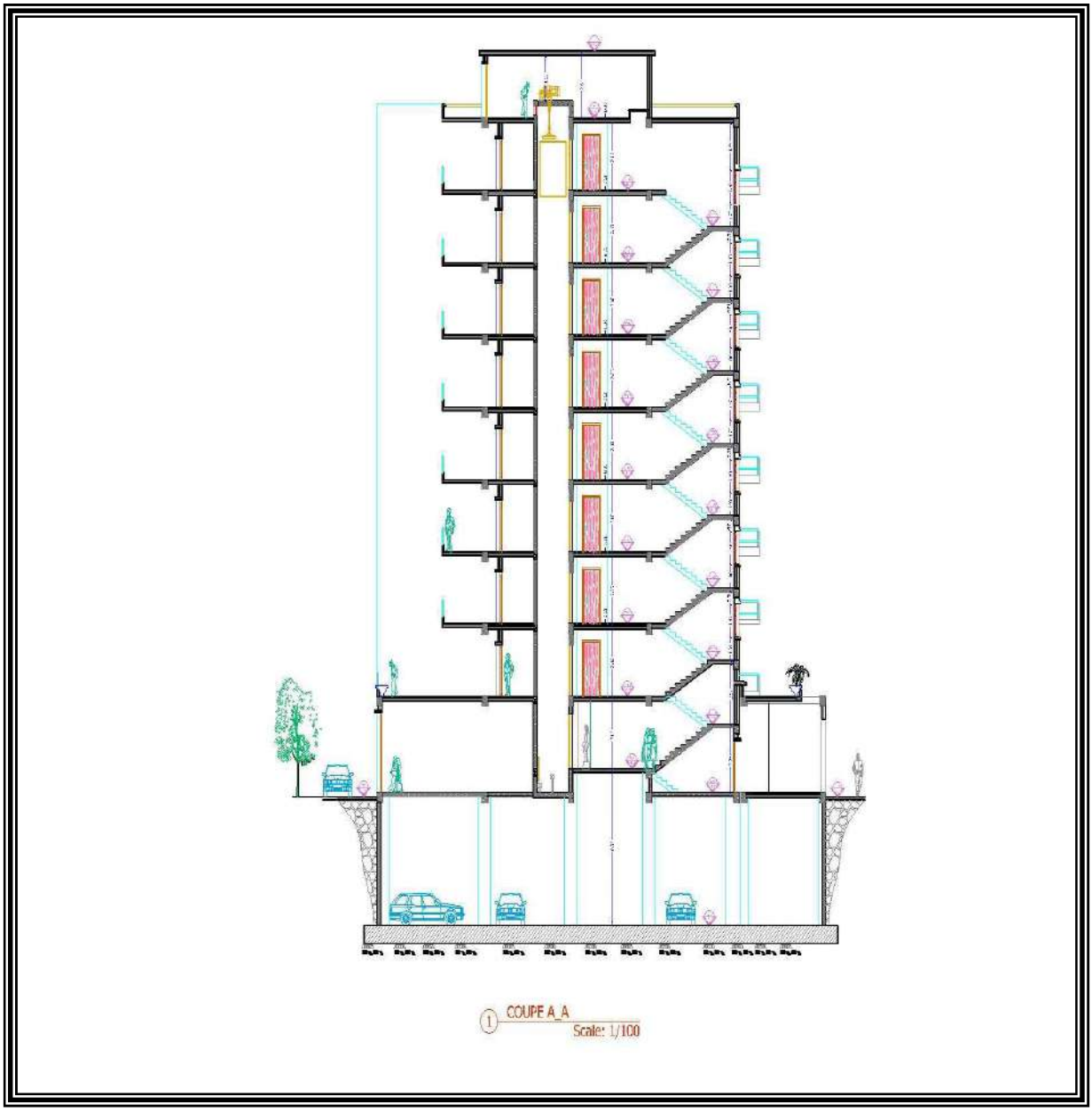


Figure I-8 : plan de la coupe A-A

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« RPA99 version 2003»,***mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l économie.

II.2. Les planchers

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

-la séparation des différents niveaux.

-Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

-Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

-La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.a. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tiennent lieu de coffrage.

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.

L'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante :

- L/22.5≥ ht ≥ L/25 (condition de rigidité) **[1]**

Avec :

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

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.70 m.

370/20 ≥ ht ≥ 370/25 ⇒ 18.5 cm ≥ ht ≥ 14.8 cm.

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

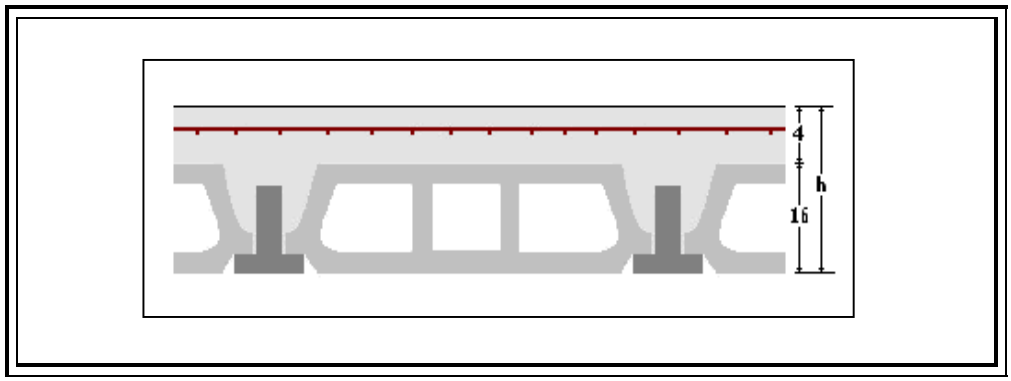


Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux

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

ht ≥ 16cm

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

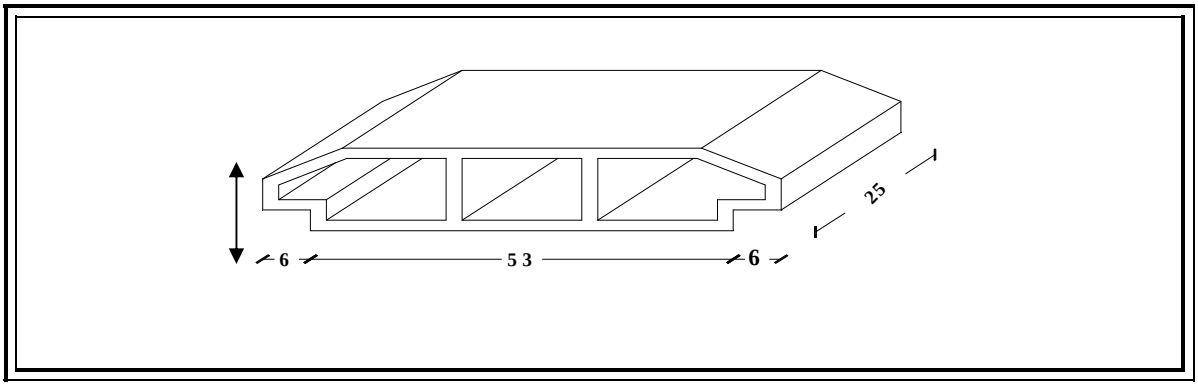


Figure II-2: Dimensions du corps creux

II .2. b. Les dalles pleines

- **Définition**

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

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

Dans notre cas on distingue 3types de dalles pleines une reposant sur deux appuis et l'autre sur 3 appuis et celle de la dalle machine qui reposent sur quatre appuis
Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

c). Critère de résistance [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$
- dalle reposant sur deux appuis : $(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

Où : e_p : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

b) Sécurité contre l'incendie [1]

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

$e_p = 11cm$: peut assurer un coupe-feu de deux heure.

c) condition d'isolation acoustique [1] $ep \geq 15$ cm.

Critère de résistance $460/50 \leq ep \leq 460/40 \Rightarrow 9.2 \leq ep \leq 11.5$ (C.V)

La sécurité contre l'incendie: $ep = 11cm$

Condition d'isolation acoustique : $ep = 15$ cm

Conclusion :

Pour la dalle pleine, on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

d) Condition de la flèche

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. [1]

Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.5$

II.3. Évaluation des charges et surcharges [3]

II.3.1. Maçonnerie

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

Tableau II-1 : charges permanentes du mur simple

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

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

Tableau II -2 : charges permanentes du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

	G	2.52

II.3.2. Plancher-terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

- **A corps creux**

Tableau II -3 : Charges permanentes a corps creux du plancher-terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.72
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0,16	22	2.5
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare-vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Planche corps	0.16+0.04	-	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
		G		6.62

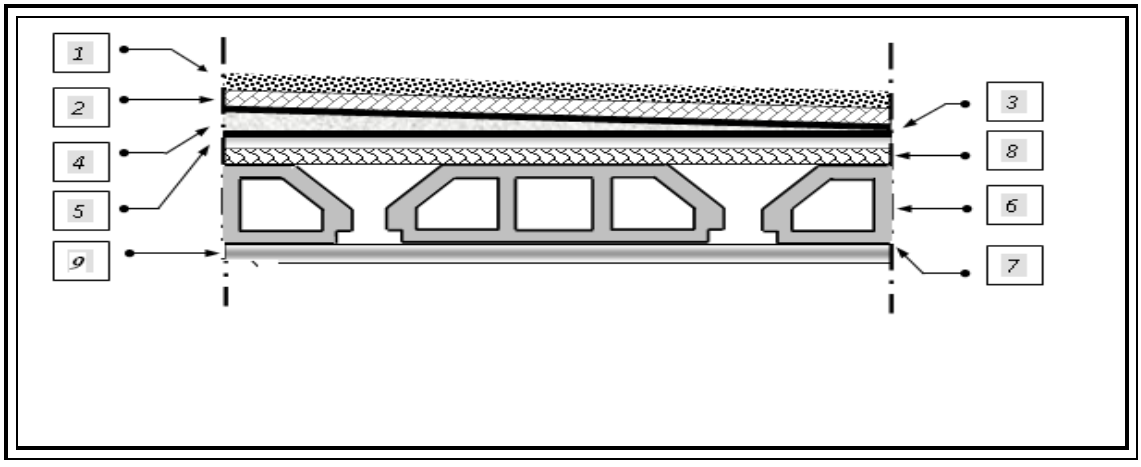


Figure II -3 : composante d'un plancher-terrasse

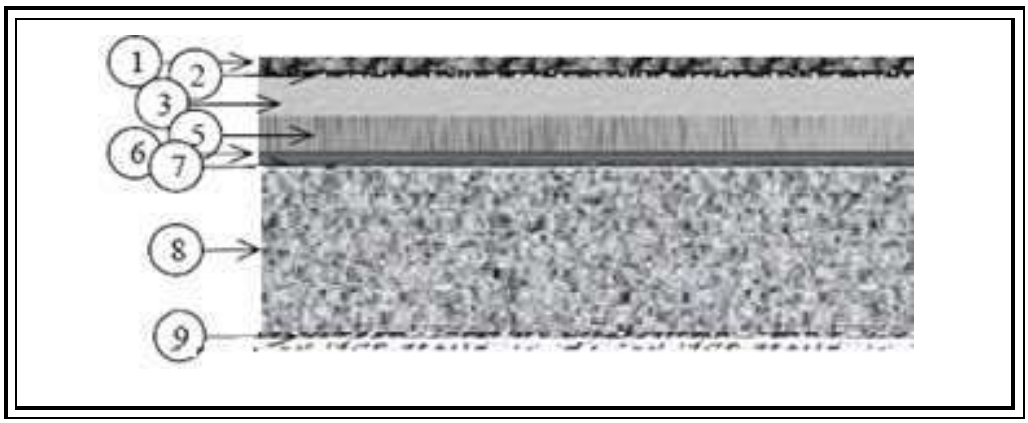


Figure II -4 : composants d'un plancher courant

II.3.2.b. Charges d'exploitation $Q = 1$ KN/m² (Terrasse inaccessible)

II.3.3. Plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes

Tableau II -4 : Charges permanentes du plancher-terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Planche à corps creux	0.16+0.04	-	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	mûre simple cloison	0.14	-	1.62

		G	6.00

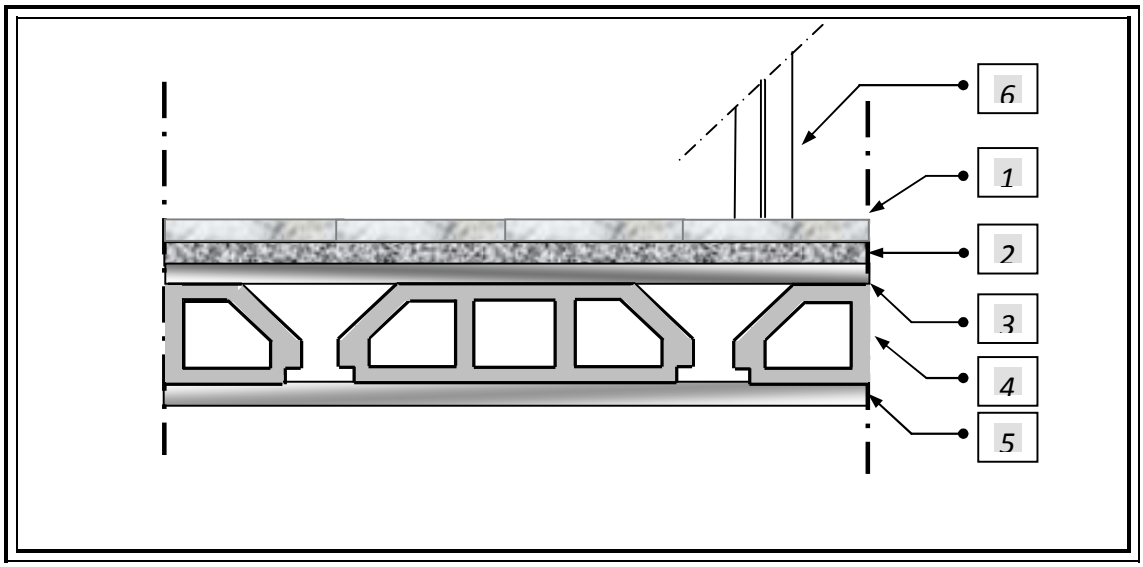


Figure II -5 : composantes d'un plancher courant

II.3.3.b. charge d'exploitation $Q = 1.5$ KN /m² (usage d'habitation)

$Q = 5$ KN/m² (usage commercial)

II.3.4. dalle pleine

Tableau II - 5 : Charge permanente pour la dalle pleine d'étages courants

N	Composants	Épaisseur	Poids volumiques	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Étanchéité	0.02	6	0.12
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36

	G	5.61

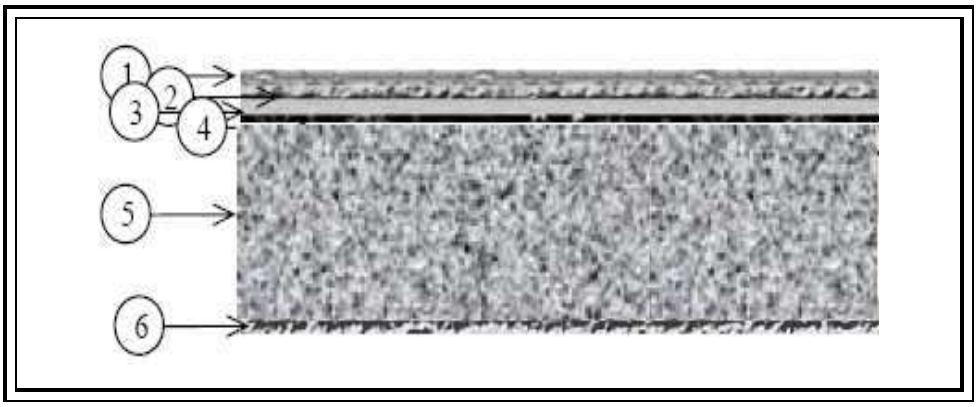


Figure II -6 : composants de la dalle pleine d'étages courants

Tableau II- 6 : Charge permanente pour la dalle pleine planchée terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	22	3.30
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant	0.04	4	0.16
7	Pare-vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G		**8.81**

II.4. Les poutres

II.4. 1. Pré dimensionnement des poutres

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

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

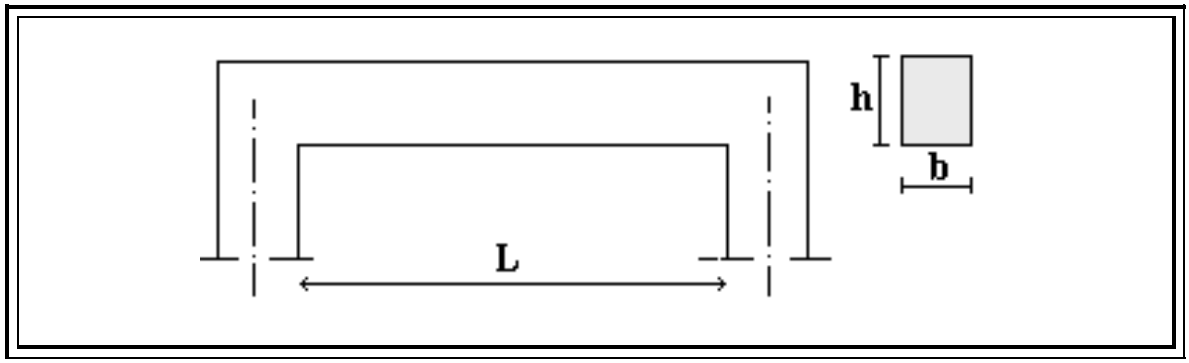


Figure II -7 : Dimensionnement de la poutre

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq 10 \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

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

$h \geq 30cm$

$b \geq 20\ cm$ **[2]**

$h/b \leq 4$

Avec $e \leq \max(b1/2,\ h_1/2)$

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

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

Tableau II -7 : pré dimensionnement des poutres

	poutres	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.35 m ⇒ 35.66cm ≤ h ≤53.5cm on adopte h = **45** cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤31.5cm on adopte b =**30**cm	L_{max} = 3.70m ⇒24.66cm ≤h≤37cm on adopte h = **30**cm ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = **25** cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.084) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.081) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = **45**cm ; b **= 30**cm	h = **30** cm ; b = **25**cm

II.4.2. Vérification de la flèche

$$\text{Si} \quad L \leq 5m \quad \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$$

$$\text{Si} \quad L>5m \quad \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$$

Pour les éléments en console: Si $L \leq 2m$ $\Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

- **Plancher-terrasse**

Poids propre de la poutre : Gp=0.45x0.3x25=3.375KN/ml

Poids propre du plancher-terrasse : G plancher=6.62x (5.85-0.3)=36.74 KN/ml

Q plancher = 1x5.85=5.85KN/ml

Poids total = Gp+G plancher+Q plancher =49.96KN/ml

- **Plancher courant**

Poids propre du plancher courant **:** G plancher= 6x(5.85-0.3)=33.3KN/ml

Q plancher =1.5x5.85=8.77KN/ml

Poids totale =Gp+G plancher+Q plancher=33.3+8.77+3.37 $\Rightarrow$ Pt=45.44KN/ml

- **Sous-sol**

QS.S=5x5.85=29.25KN/ml

Poids totale=29.25+33.3+8.77=71.32KN/ml

Alors, on prend P_{totale} =71.32KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suite :

$$f = \frac{5xpxL^4}{384xExI} = 1.018\ cm$$

Dans notre cas : L =5.35m $>$ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.5 \Rightarrow$ =1.035 cm

Donc $f \leq \frac{L}{1000} + 0.5$……(*c.v*)

II .5. Les poteaux

II.5.1. Pré dimensionnement des poteaux

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

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (B-8).

II. 5.3. Dimensions des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

$\min(b_1, h_1) \geq 30cm$

Tableau II-8: pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S.S
Dimension du poteau	b_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45	50	50
	h_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45	50	50

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f

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

$0.7 \times L_0$: si le poteau est encastré dans un massif de fondations ou bien assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part et d'autre.

L_0 : dans les autres cas.

Avec :

$L_0 = 3.06m$: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

$L_0 = 4.08$m pour le RDC.

$L_0 = 5.62$m pour le S.SOL

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II -9 : détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	$L_f=0.7L_0$	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous terrasse	30x30	2.142	0.086	24.90
Sous 8 eme étage	30x30	2.142	0.086	24.90
Sous 7 eme étage	35x35	2.142	0.101	21.20
Sous 6 eme étage	35x35	2.124	0.101	21.20
Sous 5 eme étage	40x40	2.142	0.115	18.62
Sous 4 eme étage	40x40	2.142	0.115	18.62
Sous 3 eme étage	45x45	2.142	0.129	16.60
Sous 2 eme étage	45x45	2.142	0.129	16.60
Sous 1 ere étage	50x50	2.856	0.144	19.83
Sous RDC	50x50	3.934	0.144	27.32

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

L'effort normal admissible est :

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

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

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

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

avec: $\lambda = \frac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$ **: C'est** l'élancement mécanique

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

i$= \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{b.h^3}{12}$ (Poteau carré).

Tableau II -10: calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 8eme étage	30 x30	78400	24.90	0.772	90	1144.96
le 7eme étage	30 x30	78400	24.90	0.772	90	1144.96
le 6eme étage	35 x35	108900	21.20	0.792	122.5	1630.90
le 5eme étage	35 x35	108900	21.20	0.792	122.5	1630.90
le 4eme étage	40 x40	144400	18.62	0.804	160	2194.64
Le 3eme étage	40 x40	144400	18.62	0.804	160	2194.64
le 2eme étage	45 x45	184900	16.60	0.813	202.5	2840.95
le 1eme étage	45 x45	184900	16.60	0.813	202.5	2840.95
RDC	50 x50	230400	19.83	0.798	250	3474.09
S.S	50 x50	230400	27.32	0.758	250	3299.95

II.5.6. Détermination des charges et surcharges

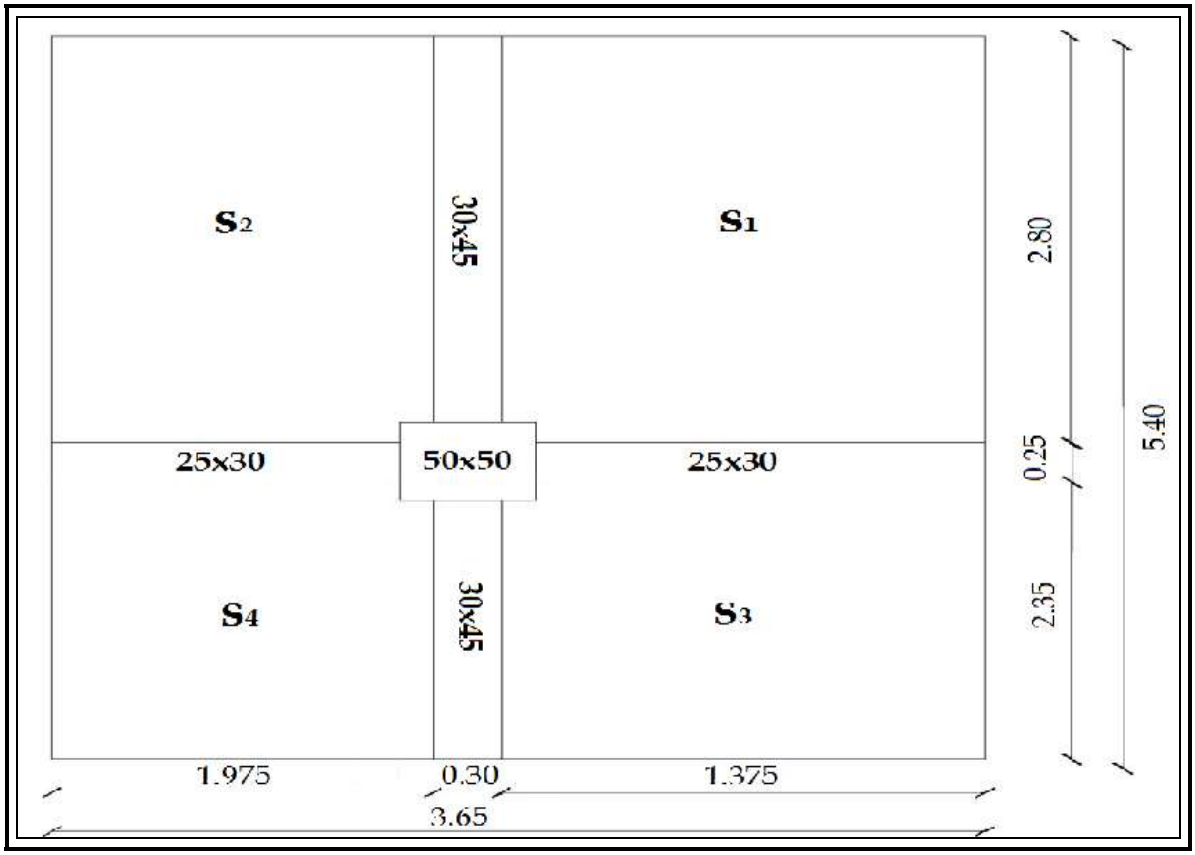


Figure. II -8 : représentation du poteau le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau:

$S_p =$ (5.4-0.25)x(3.65-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=17.25m²**

Surface totale: **St**=3.65 x5.40 $\Rightarrow$ **St=19.71m²**

II.5.7. Descente des charges

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

II.5.7.a Charges Permanente

Tableau II -11 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poutre} (KN)	G_{poteau} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
8ème	114.19	22.44	6.88	143.51	143.51
7ème	103.5	22.44	6.88	132.82	276.33
6ème	103.5	22.44	9.37	135.31	411.64
5ème	103.5	22.44	9.37	135.31	546.95
4ème	103.5	22.44	12.24	138.18	685.13
3ème	130.5	22.44	12.24	138.18	823.31
2ème	103.5	22.44	15.49	141.43	964.74
1er	103.5	22.44	15.49	141.43	1106.17
RDC	103.5	22.44	25.5	151.44	1257.61
S.S	103.5	22.44	35.12	161.06	1418.67

II.5.7. b. Charges d'exploitation

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

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

Avec : n: Nombre d'étages on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

Tableau II -12 : Tableau des surcharges d'exploitation

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
8eme étage	Q0 =	19.71		19.71
7eme étage	Q1=	29.56	1	49.27
6eme étage	Q2=	29.56	0.95	77.35
5eme étage	Q3=	29.56	0.90	103.95
4eme étage	Q4=	29.56	0.85	129.08
3eme étage	Q5=	29.56	0.80	152.73
2eme étage	Q6=	29.56	0.75	174.9
1ere étage	Q7=	29.56	0.714	196
RDC	Q8=	29.56	0.69	216.40
S.S	Q9=	98.55	0.67	282.43

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

Tableau II -13 : Tableau de vérification

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
8eme étage	143.51	19.71	223.30	245.63	1144.96	OUI
7eme étage	276.33	49.27	446.95	491.64	1144.96	OUI
6eme étage	411.64	77.35	738.91	738.91	1630.90	OUI
5eme étage	546.95	103.95	983.73	983.73	1630.90	OUI
4eme étage	685.13	129.68	1231.40	1231.40	2194.64	OUI
3eme étage	823.31	152.73	1474.62	1474.62	2194.64	OUI
2eme étage	964.74	174.9	1721.22	1721.22	2840.95	OUI
1er étage	1106.17	196	1966.06	1966.06	2840.95	OUI
RDC	1257.61	216.40	2224.69	2224.69	3474.09	OUI
S.S	1418.67	282.43	2572.73	2572.73	3299.95	OUI

II.5. 8.Vérification selon le RPA99v2003

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

Tableau II -14 : vérifications de coffrage

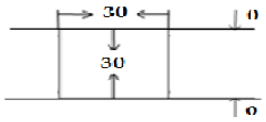
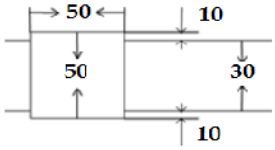
Conditions à vérifier	Application de condition	Vérificatin
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (306 - 45)/20=13.05cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier : $b_{max} \leq 1.5h1+b1$

$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II -15 : vérification aux zones nodale

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	$Max\ (\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui

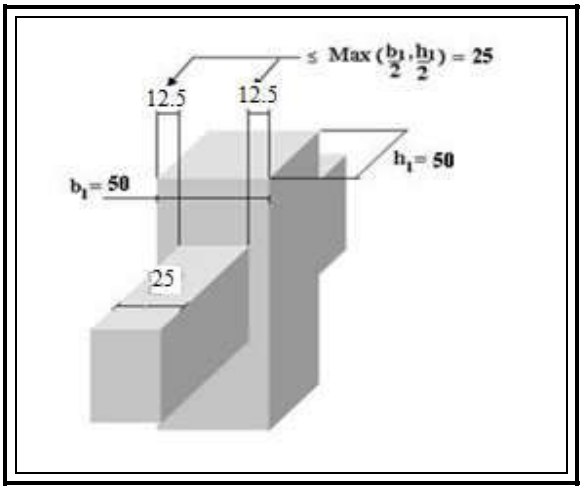


Figure II -9 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6.les voiles

II .6.1. Pré dimensionnement des voiles

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

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

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

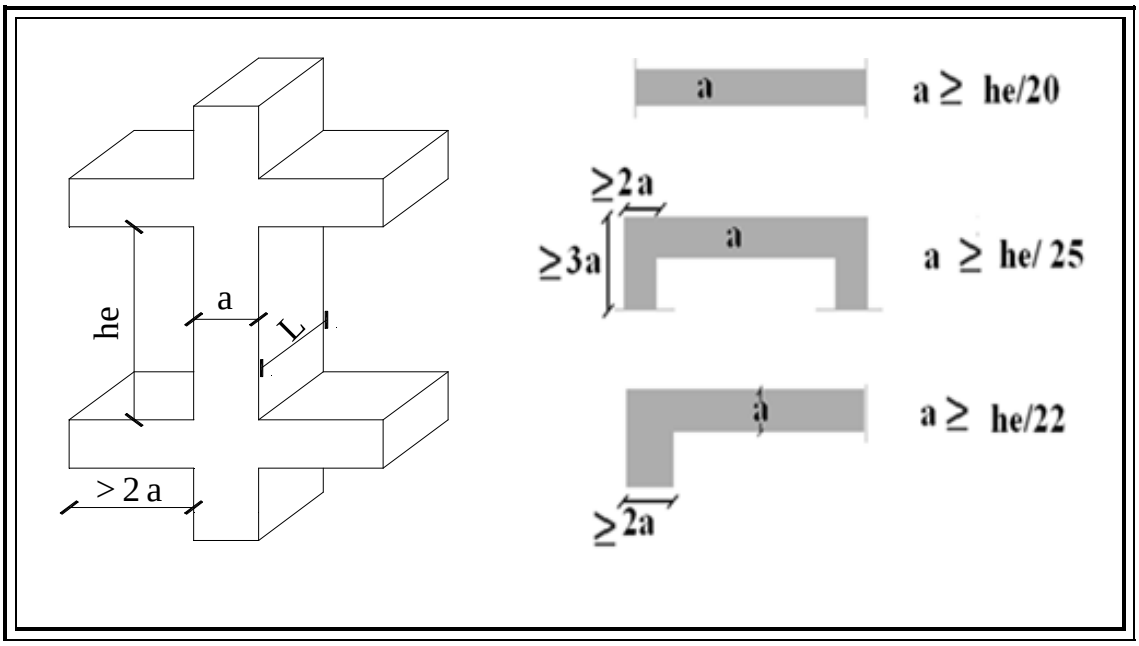


Figure II – 10 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)

Dans notre cas on a 3 cas :

Tableau II -16 : dimensionnement des voiles

	h_e (cm)	$a_{\geq}$ max($h_e/22$,$h_e/25$,15 cm)	a (cm)
S.SOL	532	a≥ max (24.18, 21.28 ,15)	**25**
RDC	378	a≥ max (17.18, 15.12, 15)	**18**
L'ETAGE COURANT	276	a≥ max (12.54, 11.04, 15)	**15**

Remarque

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III .1. Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et a la Stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.L'acrotère

III. 2.1. Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

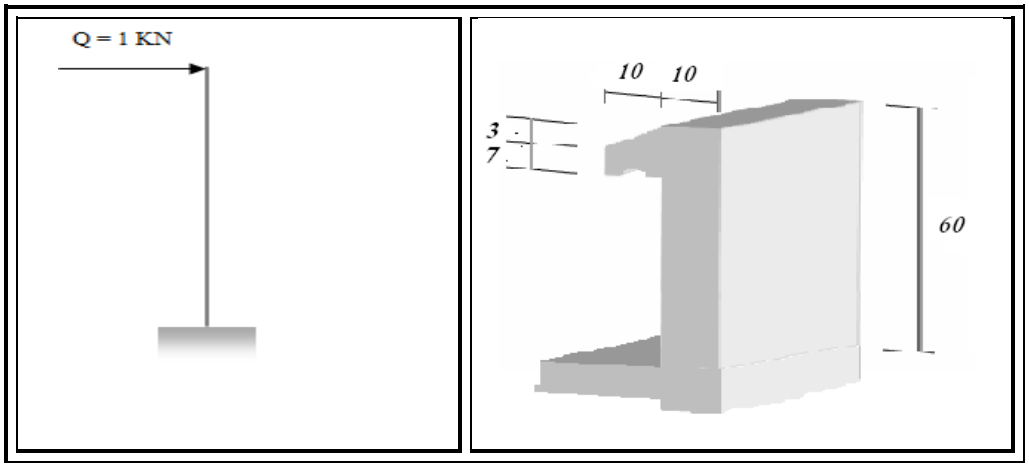


Figure III-1 :L'acrotère

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **1.712**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.2.3. Calcul des efforts

Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

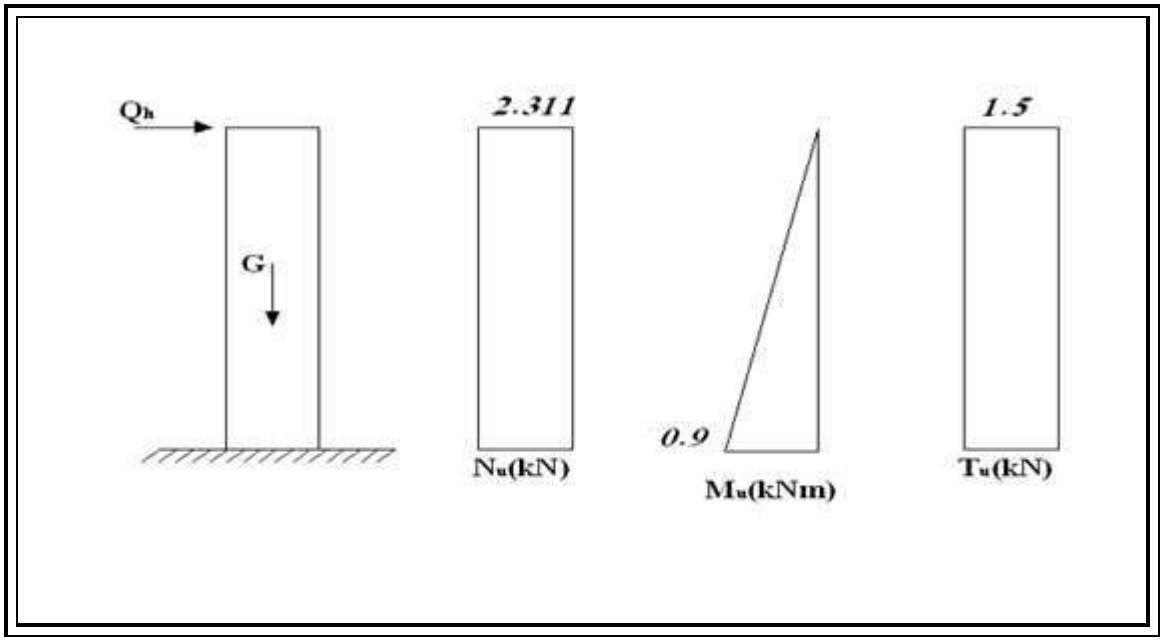


Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.2.4. Calcul du ferraillage

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

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa $\quad \sigma_{s\ adm} = 348$ MPa

$f_{t28} = 2.1$ MPa $\quad d = 7.5$ cm

$f_e = 400$ MPa $\quad h = 10$ cm, $b = 100$ cm

$f_{bc} = 14.2$ MPa $\quad c = c' = 2.5$ cm,

a-Vérification à l' E L U

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow e_0 = 38.94 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 38.94 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M, puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique)

- **Calcul du moment de flexion**

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

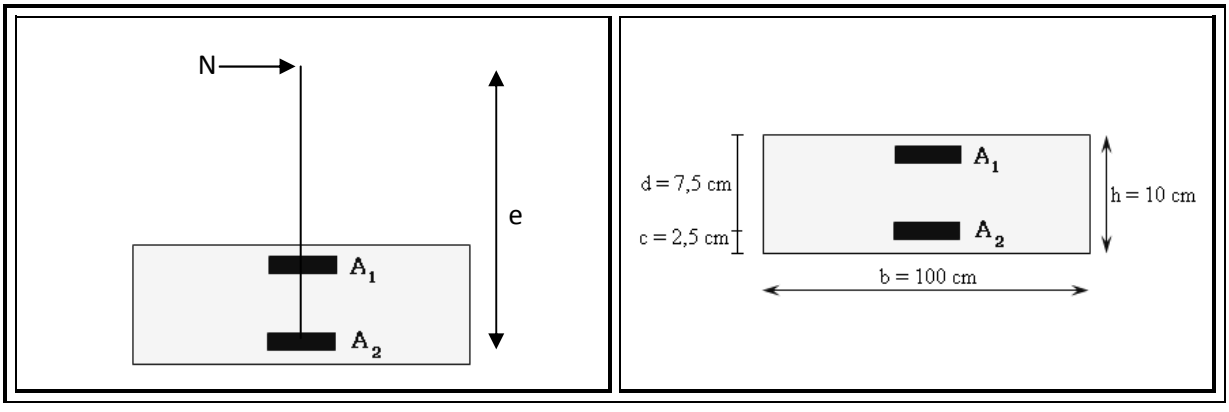


Figure III-3 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.414$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.958$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales**

$A = 0.303$ cm²
$A' = 0$ cm²

- **Condition de non fragilité [1]**

$A_{min} = 1$ cm² $> A = 0.302$ cm² $\Rightarrow A = A_{min} = 1.00$ cm²
On adoptera : **$A = 4$ HA $8 = 2.01$ cm²**

- **Armatures de répartition [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$
Donc, on prendra : **$Ar = 4$ HA $8 = 2.01$ cm²**

- **Espacement [1]**

$S_t = (100/4) = 25$ cm $\leq S_{min} = \min [3h = 30$ cm; 33 cm$] = 30$ cm
$S_{rép} = (60/4) = 15$ cm $\leq S_{min} = \min [4h = 40$ cm ; 45 cm$] = 40$ cm

b- Vérification à l'E.L.S [1]

Données: $N_{ser} = 1.712$ kN
$M_{ser} = 0.6$ kN.m

- **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5$ cm $< e_0 = 35.05$cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M_G}{N_{ser}} \leq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

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

$M'_G/N_{ser} = 60.125/1.712 =$ **51.301 cm**

Donc : $51.301 > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm. **(c.v)**

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e_0 = -30.05\text{cm} < 0$".

- **Application numérique**

$$\begin{cases} p = -2641.08\text{cm}^2 \\ q = +51719.75\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a*\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,\text{cm} \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\,\text{cm} \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21\text{cm} \end{cases}$

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

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

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

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

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\ \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ \text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ \text{MPa}\right] = 201.633\ \text{MPa} \quad \text{avec : } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 38.62\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa}$$

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

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant [1]

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

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

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\text{x}0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme [2]

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

- A: coefficient d'accélération, [groupe d'usage2, zone III]
- C_p: facteur de force horizontal, [R.P.A Tab. 6.1]
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\ \text{KN}$$

$$F_p = 1.369\ \text{KN} < T = 1.5\ \text{KN} \quad \ldots\ldots\ldots (\text{c.v})$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

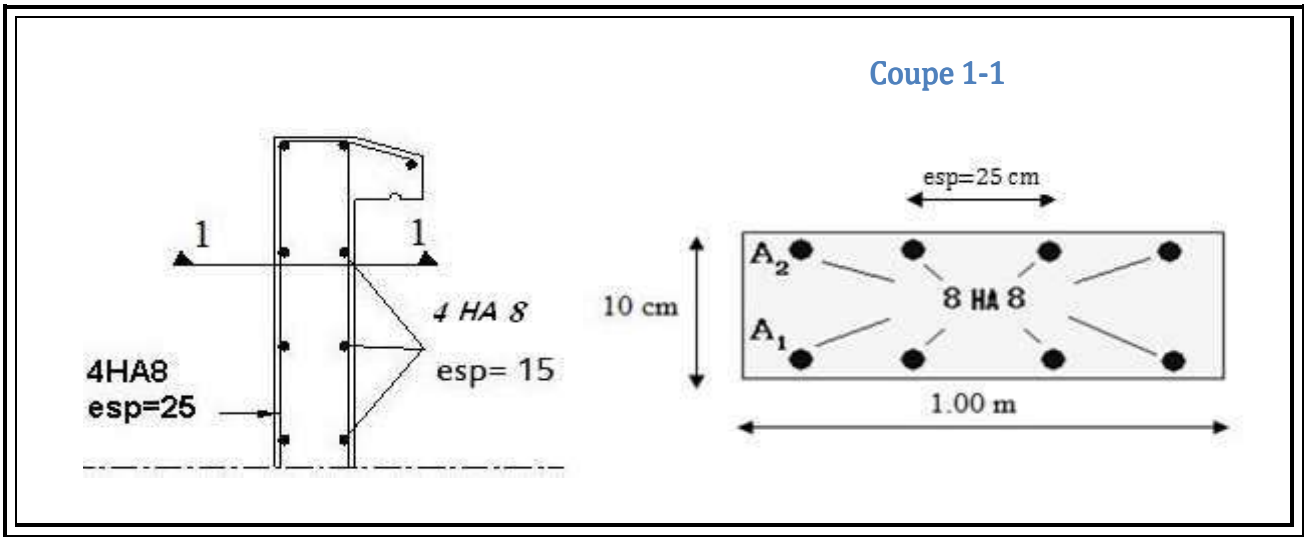


Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. La dalle de compression [1]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués 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. dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par

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

Avec :

- L : espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

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

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux poutrelles. On choisit un treillis soudé TLE520 : de nuance Fe520 avec des armatures de Ø5,et un espacement 20cm x 20 cm.

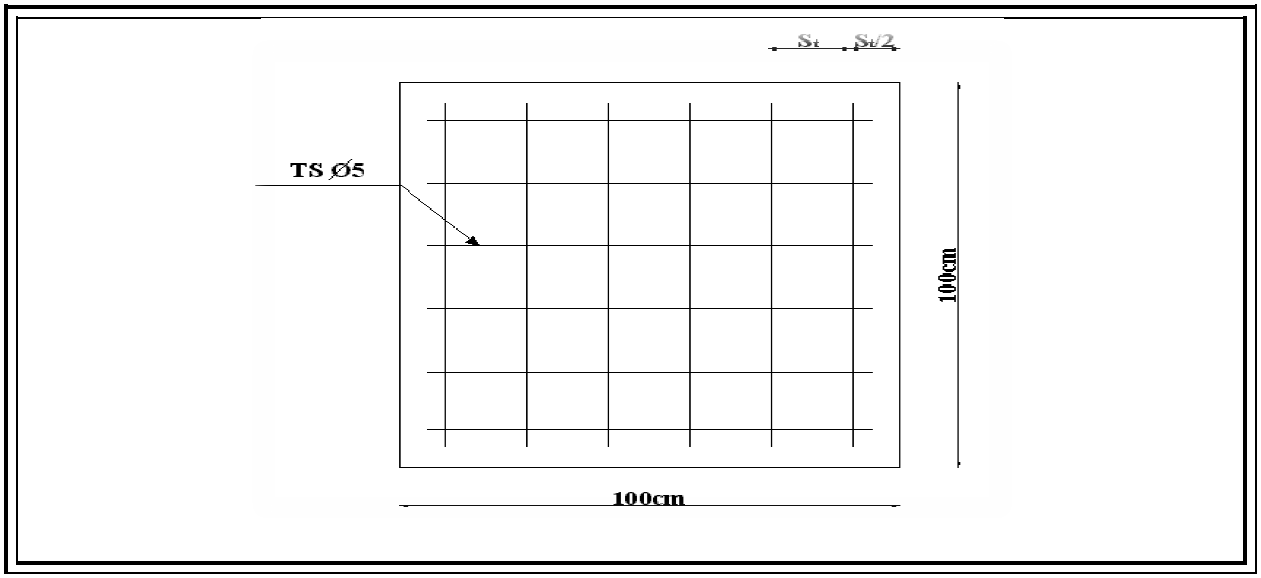


Figure III-5 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. Les poutrelles

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

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65\text{-}53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

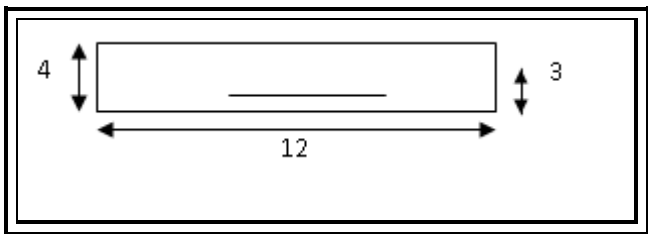


Figure III-6 : dimensionnement de la poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a-Première étape : Avant le coulage de la table de compression

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

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

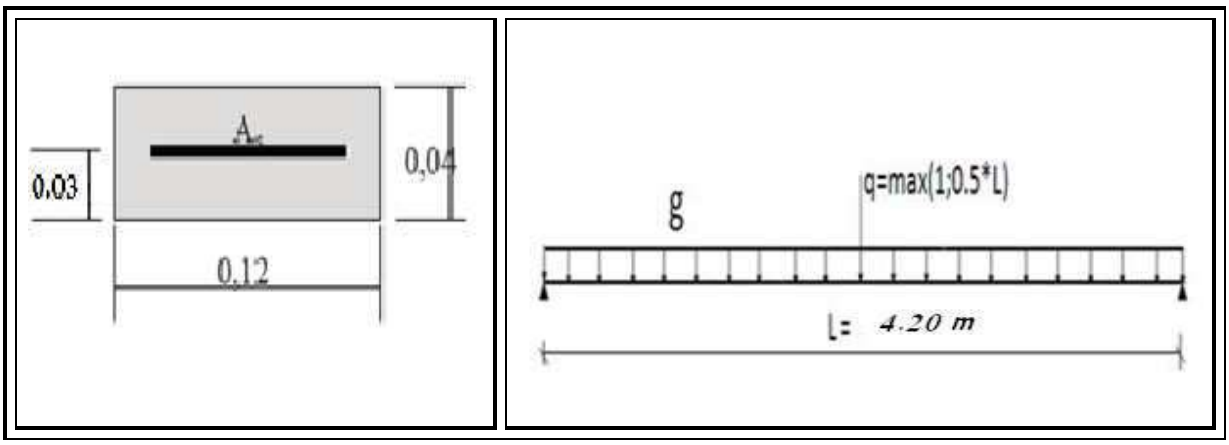


Figure III-7: Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

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

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.20	2.1	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III-4: Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.69$	$\frac{QL}{4} = 2.20$	$1.35M_G+1.5M_Q=5.58$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{5.58 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 3.63 \gg \mu_l = 0.392$$

Cette valeur de μ=3.63 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

- **Calcul des étaiements**

Tableau III-5: calcul des étaiement

Nbr des étaiements	L(m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu	P_{SER}	$f(m)$	$\overline{f(m)}$	$f \leq \bar{f}$
1	2.1	0.77	1.05	2.614	1.82	2.23	0.84	**NON**
2	1.4		1	2.54	1.77	0.58	0.84	**OUI**

Alors a chaque distance (L=1.05 m) on pose un étaiement



Figure III-8 : Choix de disposition des étaiements

b-après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

b-1.Méthodes de calcul

- **La méthode forfaitaire**

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

1- $Q \leq MIN\begin{cases} 2.G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$ (c.v)

2- *les* moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)

3-Les rapports entre les portée successives des travées doit rester doit compris entre (0.8) et (1.25) $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25)$ (c.n.v)

4-La fissuration doit être peu nuisible. (c.v)

Dans notre cas la troisième condition n'est pas vérifie donc cette méthode n'est pas applicable on utilise la méthode de Caquot

b-2. Exposé de la Méthode de CAQUOT [1]

Tableau III-6: Méthode de CAQUOT

Moment isostatique Mo		$ql^2/8$
Moment en travée Mt		$\frac{ql^2}{8} - (\frac{Mw + Me}{2})$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + (\frac{Mw - Me}{l})$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me : moments sur appuis de gauche et droite en valeur absolue.
- 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.

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

	G (KN/m)	Q(KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6.62x0.65=**4.30**	1x0.65=**0.650**	**6.780**	**4.95**
Plancher courant	6.00x0.65=**3.90**	1.5x0.65=**0.975**	**6.727**	**4.875**
Plancher du s.sol	6.00x0.65=**3.90**	5x0.65=**3.250**	**10.140**	**7.150**

c- Sollicitations de calcul

On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode Caquot:

- **Type1: poutrelle à une seule travée**

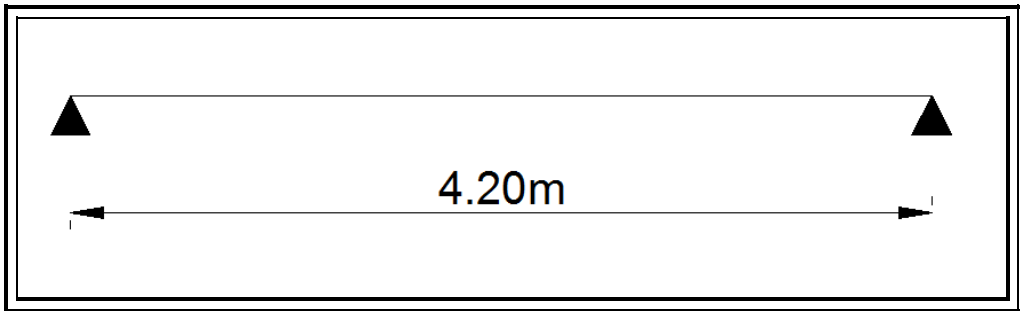


Figure III-9 : Poutrelle à une seule travée

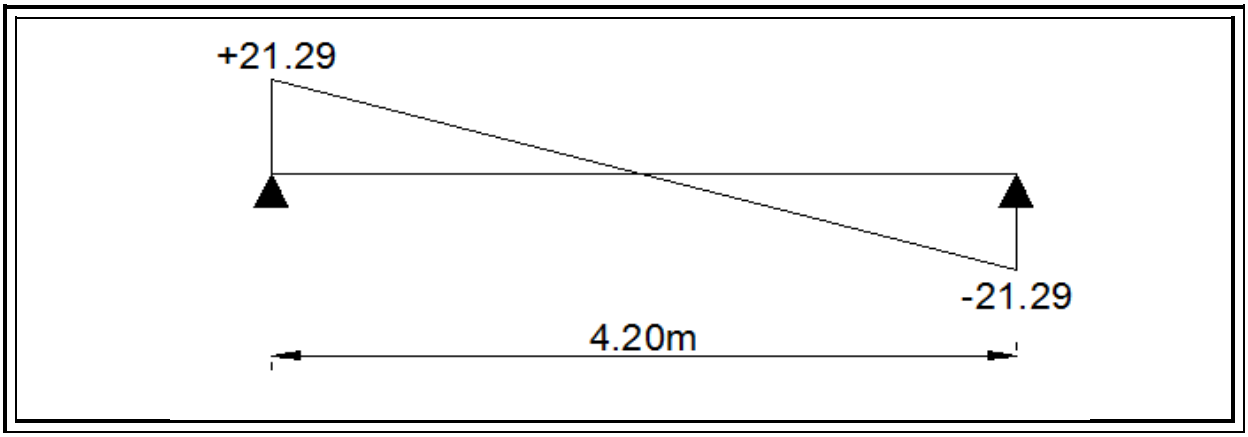


Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchant a un seul travée (ELU)

E.L.U

Tableau III-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travées (ELU

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	22.35	17.88	4.47	4.47	21.29	-21.294

E.L.S

Tableau III-9 : différent sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	M(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.76	12.61	3.15	3.15	15.01	-15.01

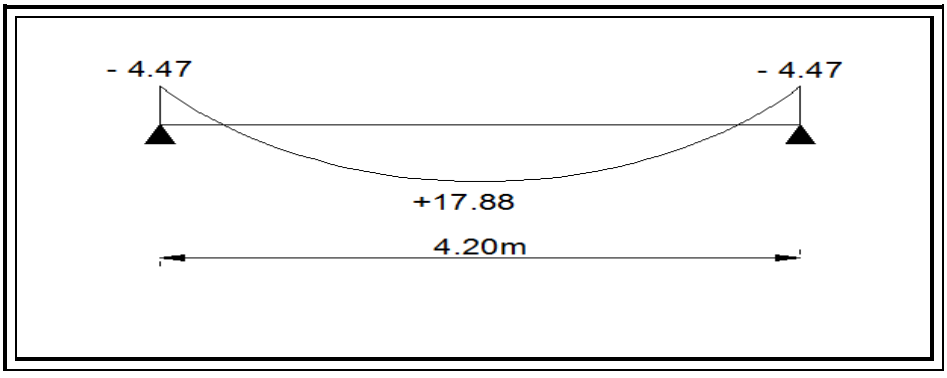


Figure III-11 : Diagramme des moments d'une seule travée (ELU)

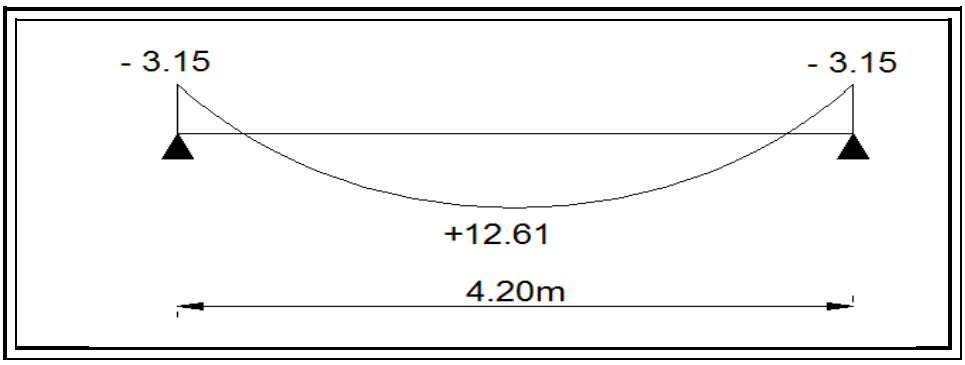


Figure III-12 : Diagramme des moments d'une seule travée (ELS)

- **Type 2 : poutrelles à 4 travées**

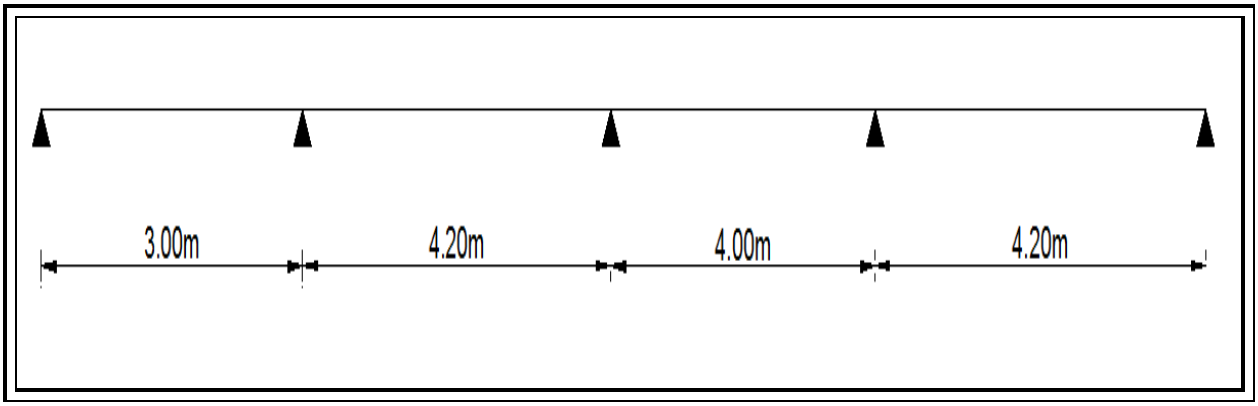


Figure III-13 : Poutrelle à 4 travées

E.L.U :

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELU)

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.40	4.17	2.28	12.18	11.91	-18.50
B-C	22.35	9.83	12.18	12.85	21.13	-21.43
C-D	20.28	5.24	12.85	7.82	19.18	-21.37
D-E	22.35	11.71	17.22	4.06	24.42	-18.16

E.L.S :

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 4 travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	M_W(KN m)	Me(KN m)
A-B	8.04	2.94	1.61	8.58
B-C	15.76	6.94	8.58	9.06
C-D	14.3	3.7	9.06	12.14
D-E	15.76	8.11	12.14	3.15

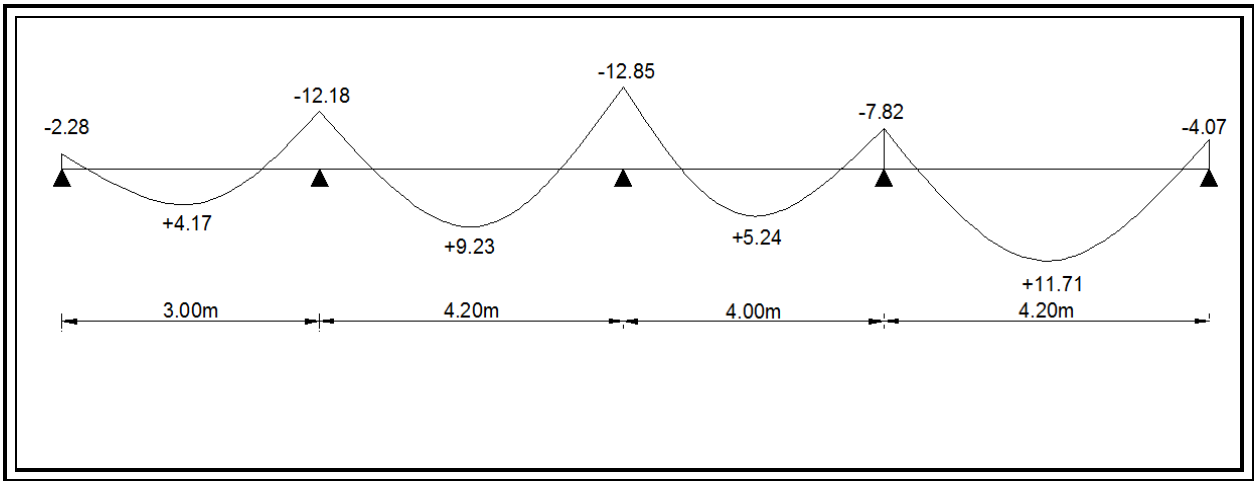


Figure III-14 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELU)

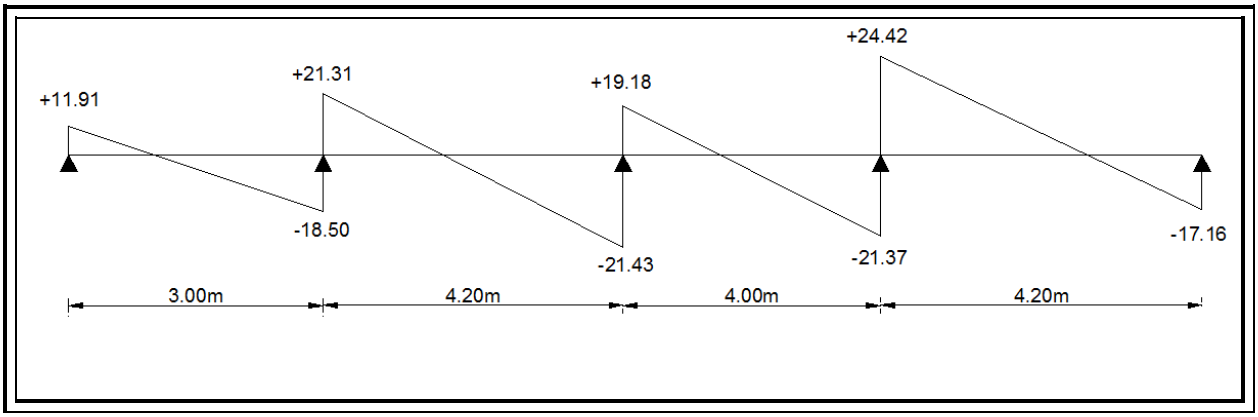


Figure III-1 5: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à 4 travées (ELU)

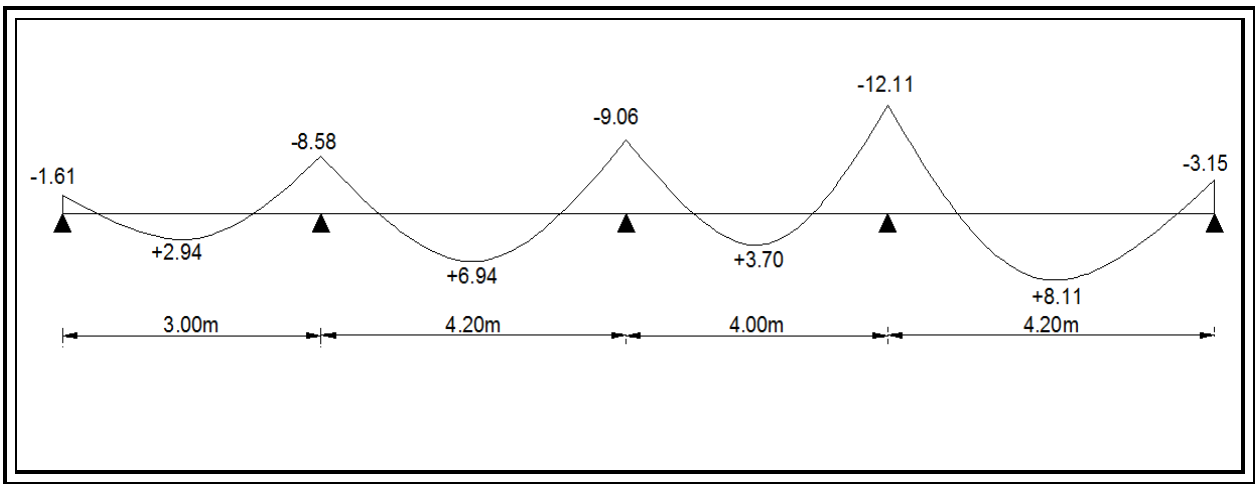


Figure III-16 : diagramme des moments des poutrelles à 4 travées (ELS)

- **Type3 : poutrelles à 6 travées**

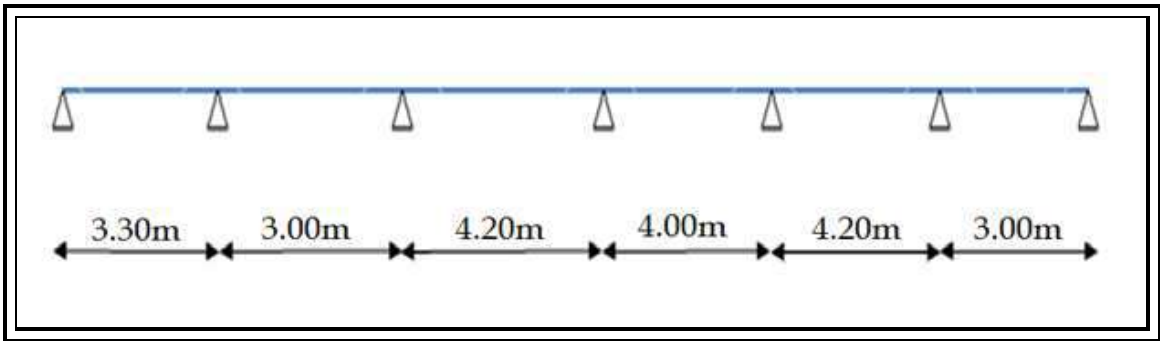


Figure III-17 : poutrelle à 6 travées

E.L.U

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_W(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.80	7.22	2.76	10.41	14.41	-19.05
B-C	11.40	0.83	10.41	10.72	15.11	-15.31
C-D	22.35	10.56	10.72	12.85	20.78	-21.80
D-E	20.28	7.43	12.85	12.85	20.28	-20.28
E-F	22.35	9.83	12.85	12.18	21.18	-12.18
F-G	11.41	4.17	2.28	12.18	11.91	-18.51

E.L.S

Tableau III-13: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)

TRAVEE	M_0(KN m)	Mt(KN m)	M_W(KN m)	Me(KN m)
A-B	9.73	5.09	1.94	7.34
B-C	9.73	2.28	7.34	7.55
C-D	15.76	7.45	7.55	7.45
D-E	14.3	5.24	7.45	9.06
E-F	15.76	6.94	9.06	8.58
F-G	8.04	2.94	8.58	1.61

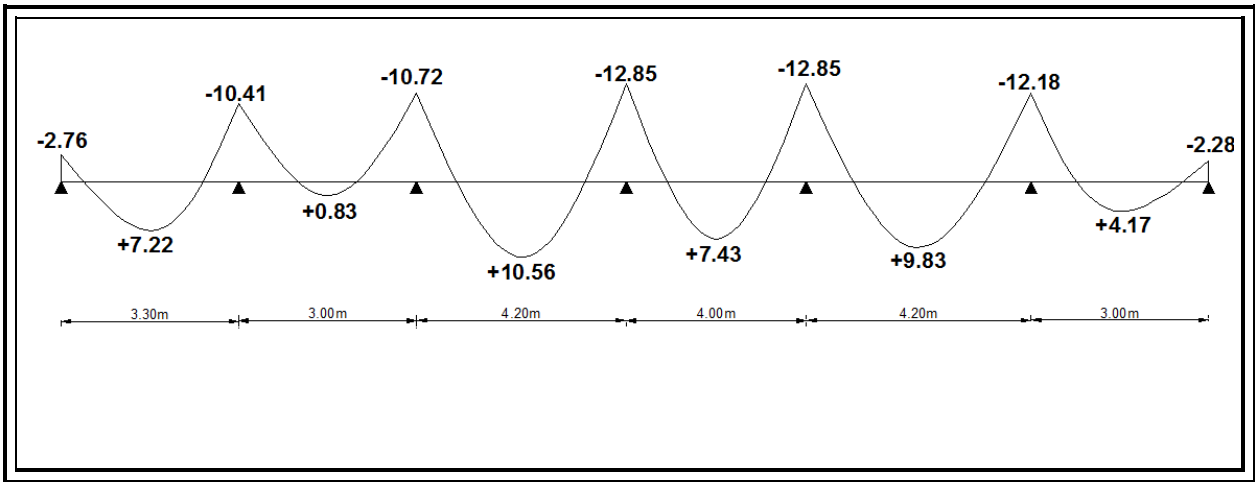


Figure III-18 : Diagramme des moments du poutrelle à 6 travées (ELU)

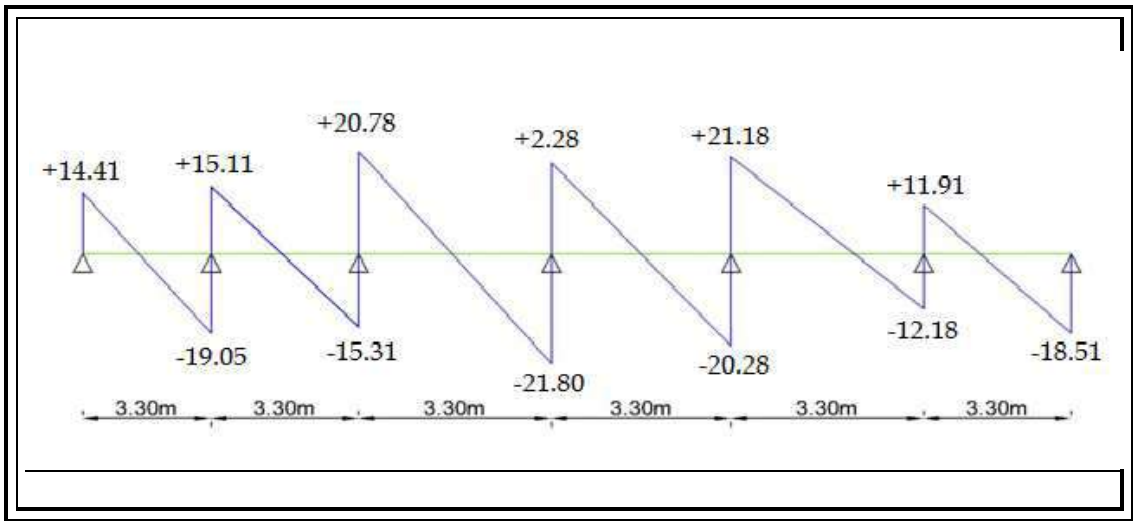


Figure III-19: Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 6 travées (ELU)

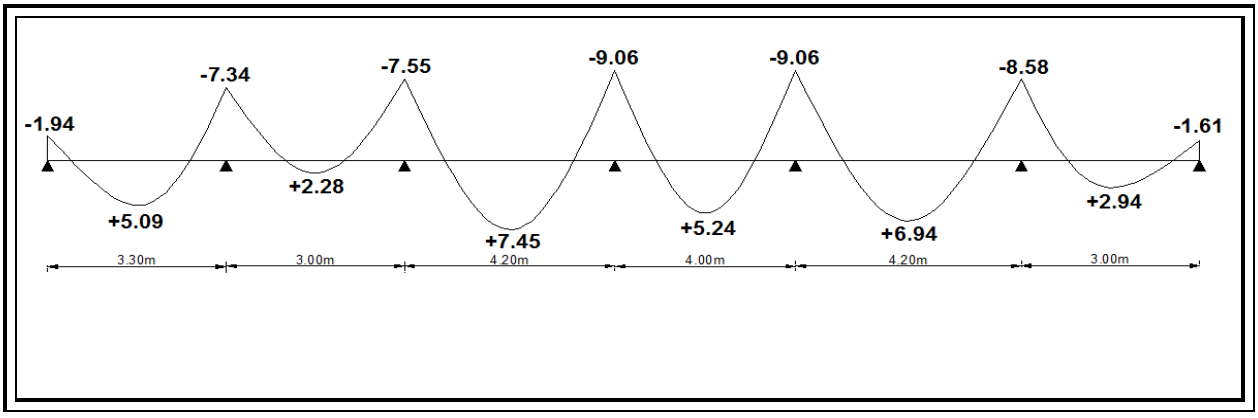


Figure III-20 : Diagramme des moments de la poutrelle à 6 travées (ELS)

III.3.2.2. Récapitulations

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

Tableau III-14: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	17.22	17.88	24.42	12.14	12.61
référence	Poutrelle à une seule travée, Type 1	Poutrelle à 4 travées, Type 2	Poutrelle à 4 travées, Type 2	Poutrelle à 4 travées, Type 2	Poutrelle à une seule travée, Type 1

III.3.2.3. Calcul du ferraillage

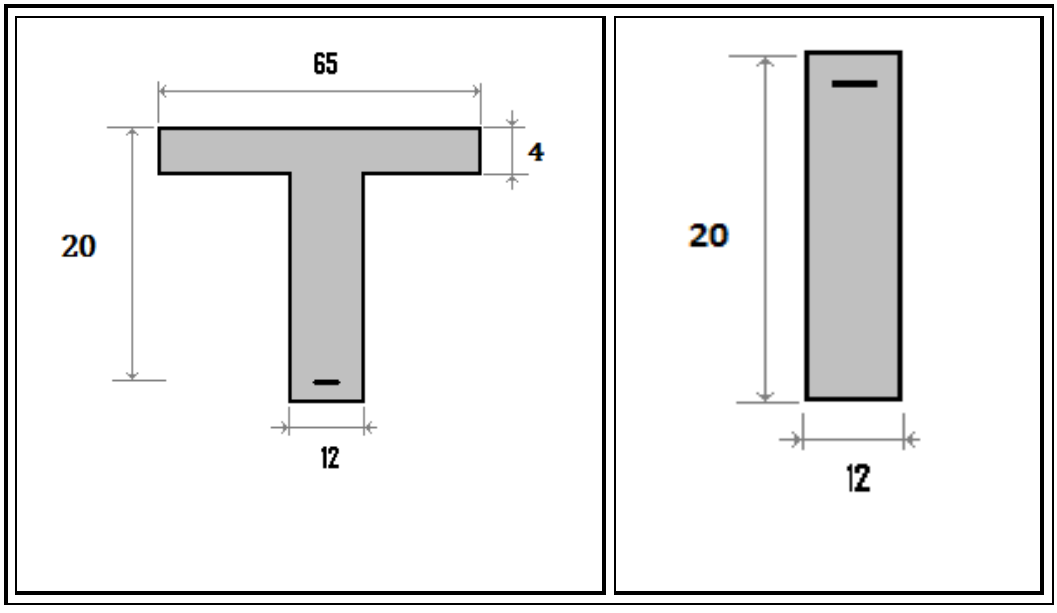


Figure III- 21 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche), aux appui (à droite)

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-15 : calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	17.88	17.22
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =66.46 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.059	0.159
	μ_l	0.372	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.969	0.807
	A (cm^2)	2.35	2.72
	Le choix	**2HA10+1HA12=2.72 cm^2**	**1HA10+1HA16=2.80cm^2**
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	12.61	12.14
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.87	8.24
	I_G (cm^4)	12406.25	6224.43
	K (N/cm^3)	101.64	195.04
	σb (Mpa)	4.87	14.3
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

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

Tableau III-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=2HA10+1HA12	**Aa=1HA10+1HA16**

- **Armatures transversales**

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

- **Escapement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases} = (16.2;40\text{ cm})$$

Donc: S_t=10 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2

➔ $A_t = a_t n_t$=0.39 cm².

Tableau III-17: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15cm

III.3.2.4. Vérification au cisaillement : [1]

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

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{24.42*10^3}{120*180} = 1.13\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ \text{Mpa}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**

$$V_U \leq 0.4\frac{a*b_0*f_{C28}}{1.5}$$

Avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2\ ;\ 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2\ ;\ 0.9\times 18\right] = 16{,}2\ \text{cm}$

$$\text{Vu} = 21.80\ \text{KN} < 0.4\frac{25\ x\ 12\ 0x\ 162}{1.5} = 129.6\ \text{KN}$$ **(c.v)**

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**

$$\sigma_m = \frac{2Vu}{a*b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{43.6x\ 10^3}{162x120} = 2.24\ Mpa\ \leq 1.3\ \frac{25}{1.5} = 21.67$$ **(c.v)**

$$A \geq \frac{\gamma_s * V_U}{Fe} \Rightarrow A = 3.83cm^2 \geq \frac{1.15*21.80*10^3}{400} = 0{,}626\ \text{cm}^2$$ **(C.V)**

- **Vérifications nécessaires [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 100} = 1.86\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa}$$ **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.03Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0046 > 0.0034$$ **(C.V)**

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

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

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

Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.20 = 0.047 Mt/(15 Mo)=17.88/(15*22.35)=0.053	ρ=A/(bo*d)=3.83/(12*18)=0.0034 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.0090
Condition **non** vérifiée	Condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche **[1]** Il faut avoir : ⍰$f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$ avec

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

F_{limite}= L/500 = 420/500 = 0.84cm

M_{SER}= 12.14KN

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{3.83}{12*18} = 1.77\% \Rightarrow \rho = 0.017$$

β_1=0.829

$$\delta_{ser} = \frac{M_{SER}}{\beta_1 * d * A} = 205.47MPA$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 .f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0.05 .2,1}{(2+3.\frac{12}{65}} = 2.42$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right) . \lambda_i = 0.968$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 .f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} = 0.771 \quad , \quad y = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h^2}{2} + 15.A.d}{b_0 .h + (b-b_0).h_0 + 15.A} = 7.57cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$I=\frac{b_0}{3}[y^3+(h-y)^3]+\frac{b-b_0).h^3}{12}+h_0\,(b-b_0)\left(y-\frac{h_0}{2}\right)^2+15A(y-d)^2=773118.69cm^4$

$I_{fl}=1.1\,\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}=311{,}85.10^{-3}$

$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}=486{,}98.10^{-3}$

$E_i=11000.\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.2$ MPA

$E_v=(1/3)E_i=107021.398$ MPA

$f_i=\frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i.I_{fi}}=2.13$ mm

$f_v=\frac{M_{ser}.L^2}{10.E_V.I_{fv}}=4.10$mm

$\Delta f_{t=}f_v\text{-}f_i=4.10\text{-}2.13=1.97$ mm

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

Avec $f_{limite}=\frac{L}{500}=\frac{4200}{500}=8.4$ mm

Donc : $\Delta f_t=1.97\leq f_{limite}=8.4$ (c.v)

Tableau III-19 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs(MPa)	μ	λi	λv
12.14	2.72	2.42	0.017	0.829	205.47	0.771	2.42	0.968
I (cm4)	**Ifi (cm4)**	**Ifv (cm4)**	**L(m)**	**fi(mm)**	**fv(mm)**	**Δf(mm)**	**fadm(mm)**	**Δf < f_{adm}**
773118.69	$311.85.10^{-3}$	$486.98.10^{-3}$	4.20	2.13	4.10	1.97	8.4	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

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

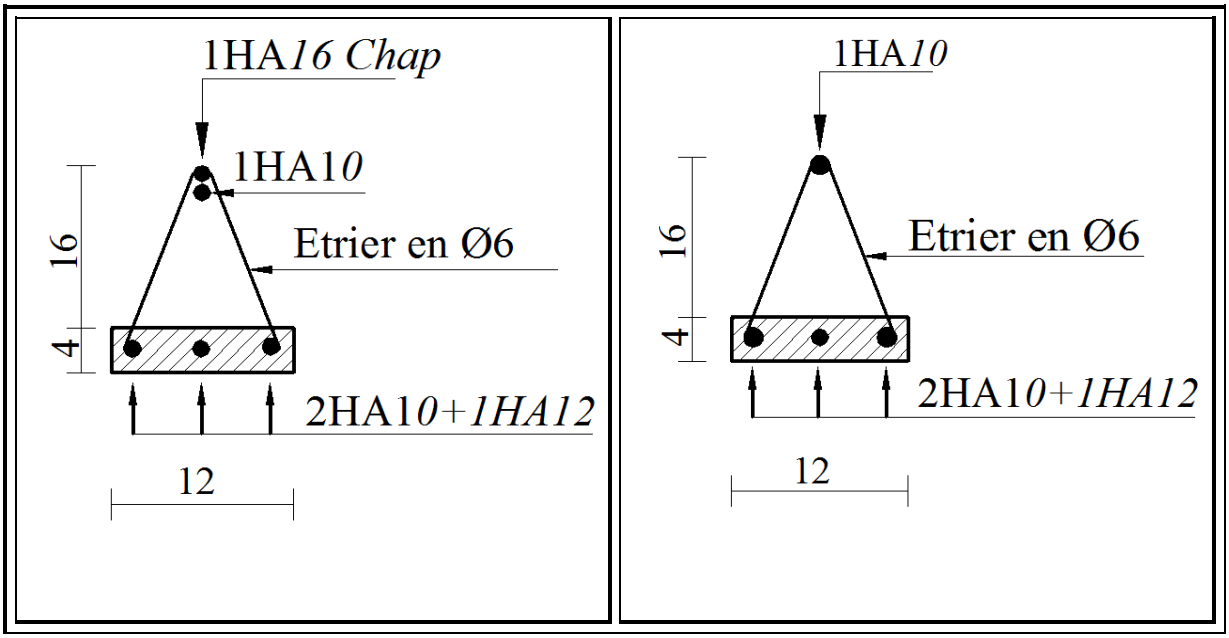


Figure III-22 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.4. Escalier

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, il sert donc à monter et descendre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Terminologie Un escalier se compose d'un

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

- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La ligne de foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

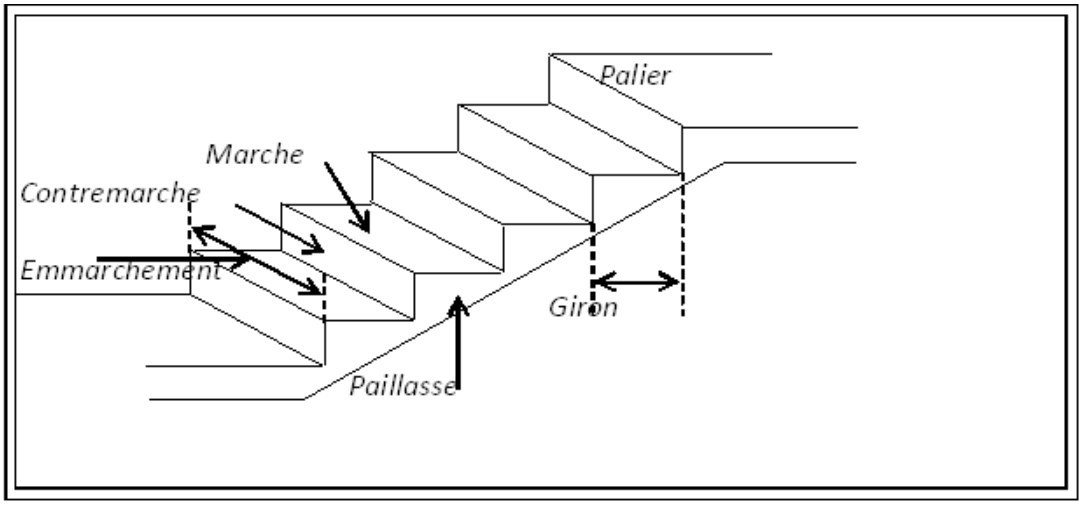


Figure III -23 : Représentation d'un escalier

III.4.3. Escalier à Cinque volées (Au sou- sol)

- **première volée**

1-Pré dimensionnement

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.02
- Largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de là-contre marche : h = 17cm

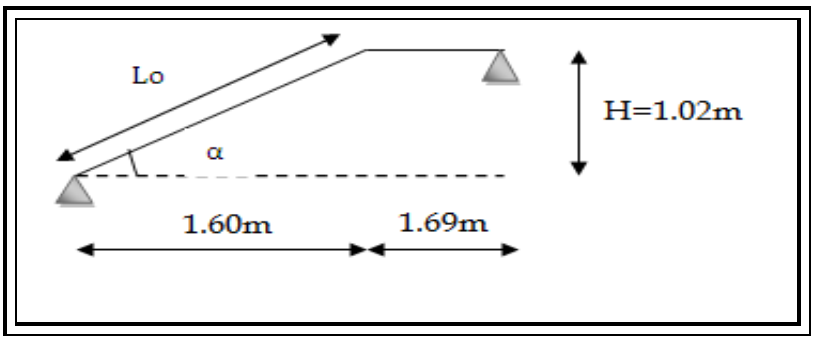


Figure III-24 : Dimensions de l'escalier

2-Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 1.02/1.60 = 0.637

donc : α =32.51°

$$L_0 = \sqrt{1.60^2 + 1.02^2} = 1.90m$$

l =1.69+1.90=3.59m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 10.25 \le e \le 11.96$$ On adopte: e = 12cm

3-Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes (pallier)**

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.12	25	3.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**4.74**

- **Charges permanentes (paillasse)**

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

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.12 / cos α	25	3.56
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.452**

- **Charge d'exploitation** $Q = 2.5KN/m$

4-Détermination des efforts

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

A l'E.L.S: $Pser = G + Q$

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

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	4.74	2.5	10.15	7.24
Paillasse	7.452	2.5	14.98	10.82

a) L'E.L.U

- M_{max} (x=1.58) =18.78 KN.m
- M(en travée) = $0.85M_{max}$
- M(en appui)= $0.5M_{max}$

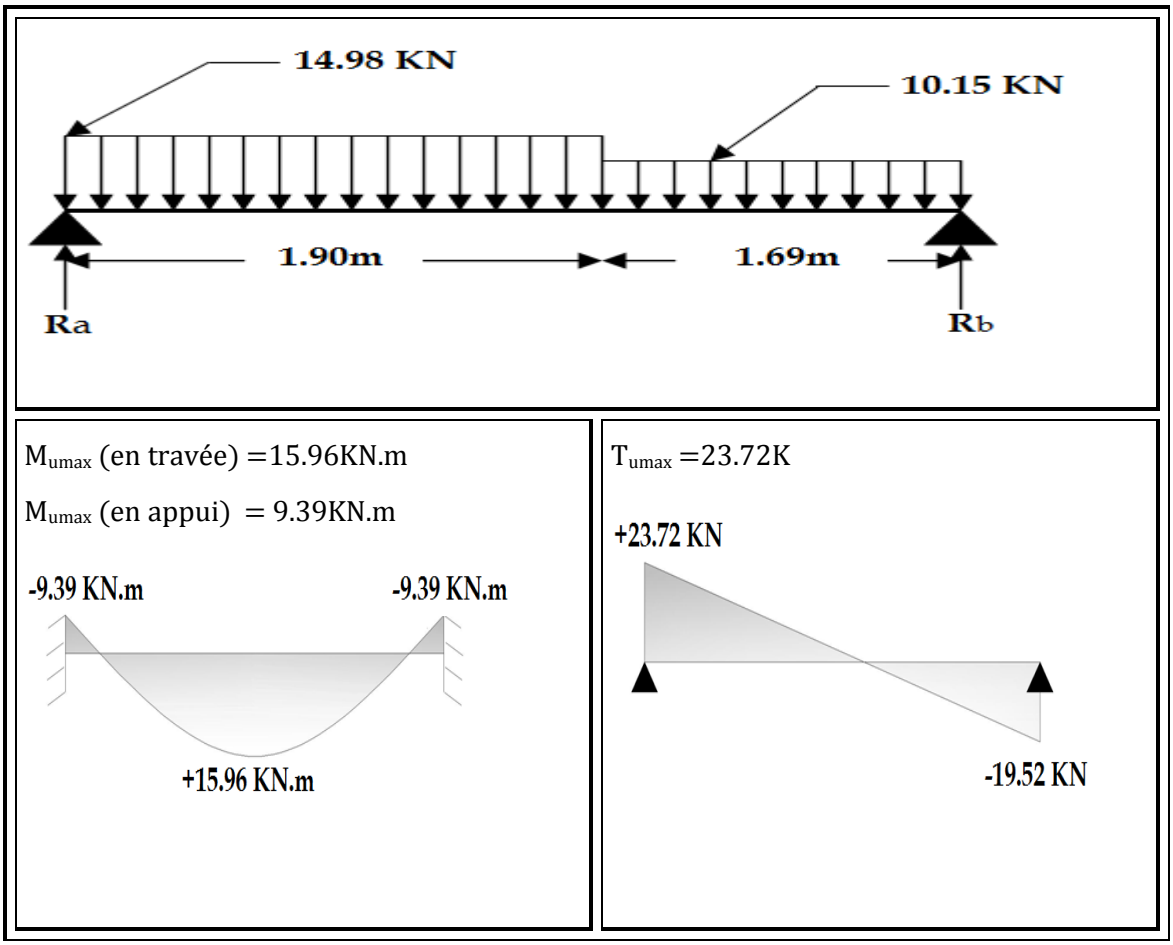


Figure III-25 : Schéma statique à l'E.L.U

b) l'E.L.S

- $M_{max}(x=1.58) = 13.49$
- $M(\text{en travée}) = 0.85M_{max}$
- $M(\text{en appui}) = 0.5M_{max}$

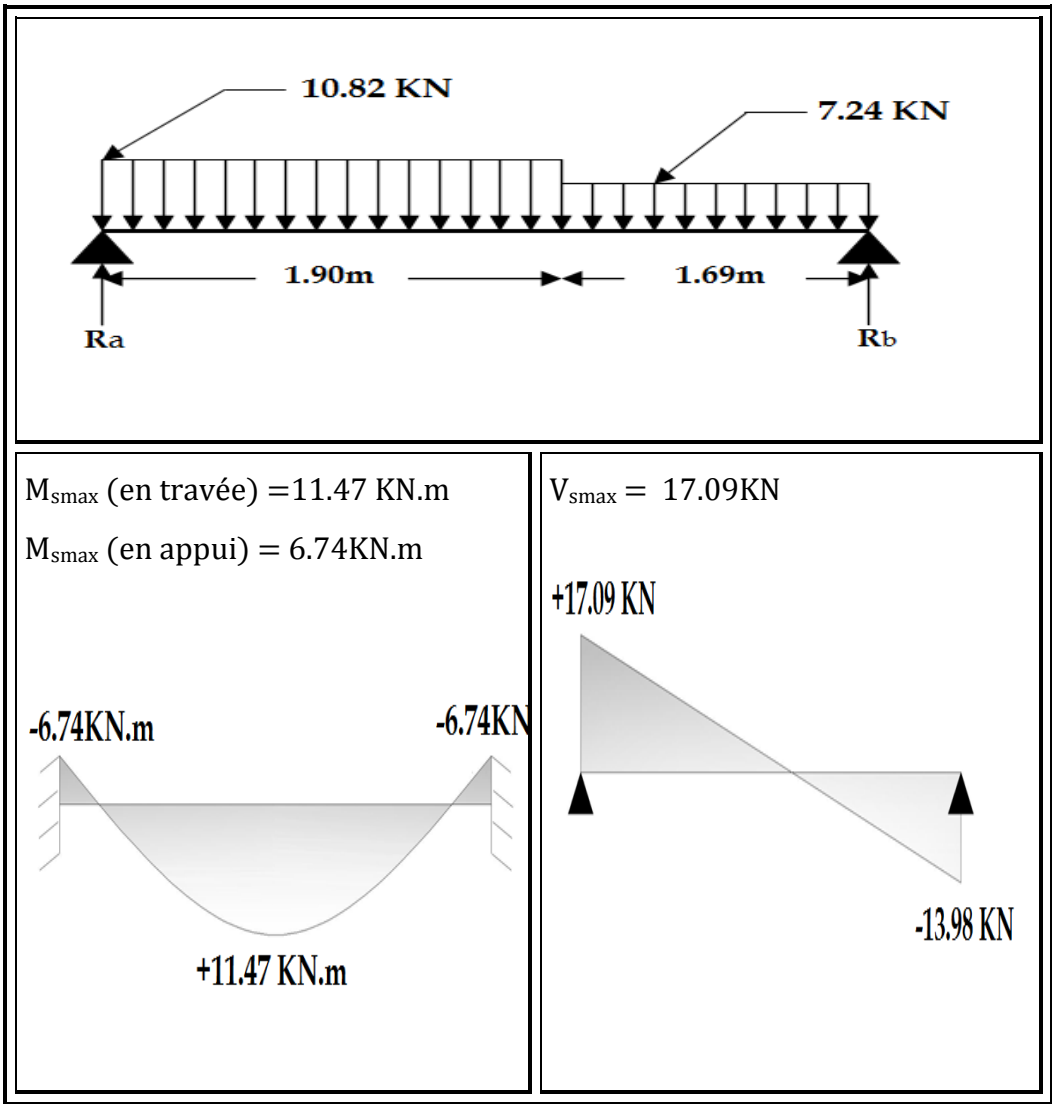


Figure III-26 : Schéma statique à l'E.L.S

5- Calcul de ferraillage

- **Armateur longitudinale**

Tableau III-23 : calcule de l'armature longitudinale

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	15.96	9.39
	μ	0.102	0.060
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.946	0.969
	A (cm^2)	4.60	2.65
	Le choix	**5HA12=5.62 cm^2**	**4HA10=3.14cm^2**
	B/1000	1.20	1.20
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	11.47	6.74
	$\sigma_{b\ adm}$(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.45	2.71
	I_G (cm^4)	5558.70	3514.32
	K (N/cm^3)	206.34	191.78
	σ_b (Mpa)	7.11	5.19
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

- **Les armatures de répartition**

Tableau III-24 : Les armatures de répartition :

	A_{rep} (cm^2)	On adopt
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.62}{4} = 1.40$	3HA8=1.50 cm^2
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\ cm^2$	3HA8=1.50cm^2

6- les vérifications nécessaires

a. Calcul de L'espacement

- **pour les armatures longitudinales**

- **En travée**

St =100/5 =20cm on prend St =20 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**
St =100/4 =25cm on prend St =25 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm]

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

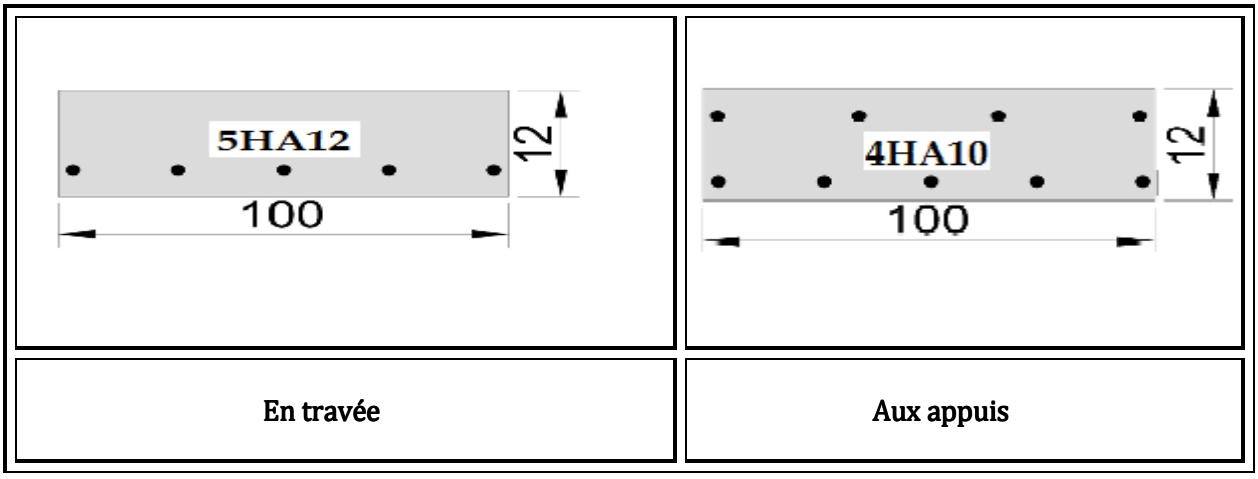


Figure III-27 : Chois de l'espacement

- **pour l'armature de répartition**

- **En travée**

St =100/3 =33.33 cm on prend St =25 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =42 cm

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**
St =100/3 =33.33 cm on prend St =25 cm
L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =42 cm

L'espacement minimal : S p min =2.5 cm

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right\} = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{23.72.10^3}{1000.105} = 0{,}22\,MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifiée$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

c. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

Tableau III-25 : vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.12 / 3.5 = 0.034 Mt/(20 Mo)=11.47/(20*13.49)=0.042	ρ=A/(bo*d)=5.62/(100*9.5)=0.0059 2/ fe = 2 / 400 = 0.0050
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

d. Vérification de la flèche

Tableau III-26 : vérifications de la flèche

A (cm^2)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	Y (cm)	I_0 (cm4)
5.62	11.47	0.53	218.15	0.45	3.95	23059.68
I*f*i(cm4)	I*f*v (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF(mm)	Fadm (mm)	ΔF≤Fadm
9117.7	14825.04	4.79	8.84	4.05	7	cv

III.4.3.2. Troisième volée

Les caractéristiques de la première volée d'escaliers sont :

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

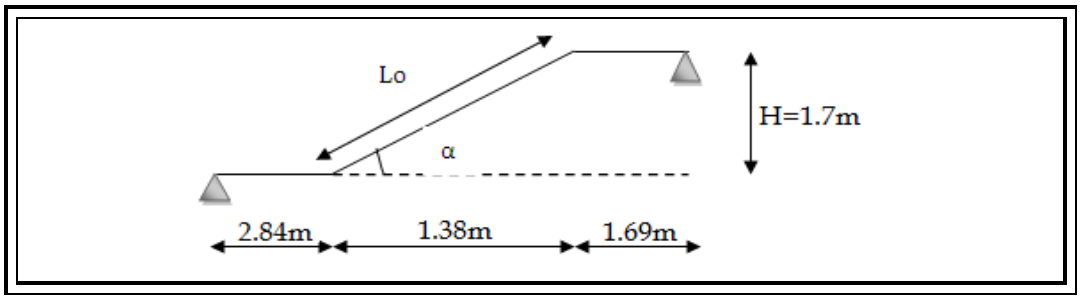


Figure III-28 : Dimensions de l'escalier

1-Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 1.7/1.69 = 0.685 donc : **α =30.90°**

$L_0 = \sqrt{1.7^2 + 2.84^2} = 3.31m$ l =3.31+1.69+1.38=6.38m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a : $\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 18.22 \le e \le 21$

On adopte: **e = 20cm**

G palier = 6.74 (KN/m²)

G palliasse = 9.69 (KN/m²)

2- Détermination des efforts

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

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau II-27: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	6.74	2.5	12.79	9.2
Paillasse	9.69	2.5	16.78	12.15

a).l'E.L.U

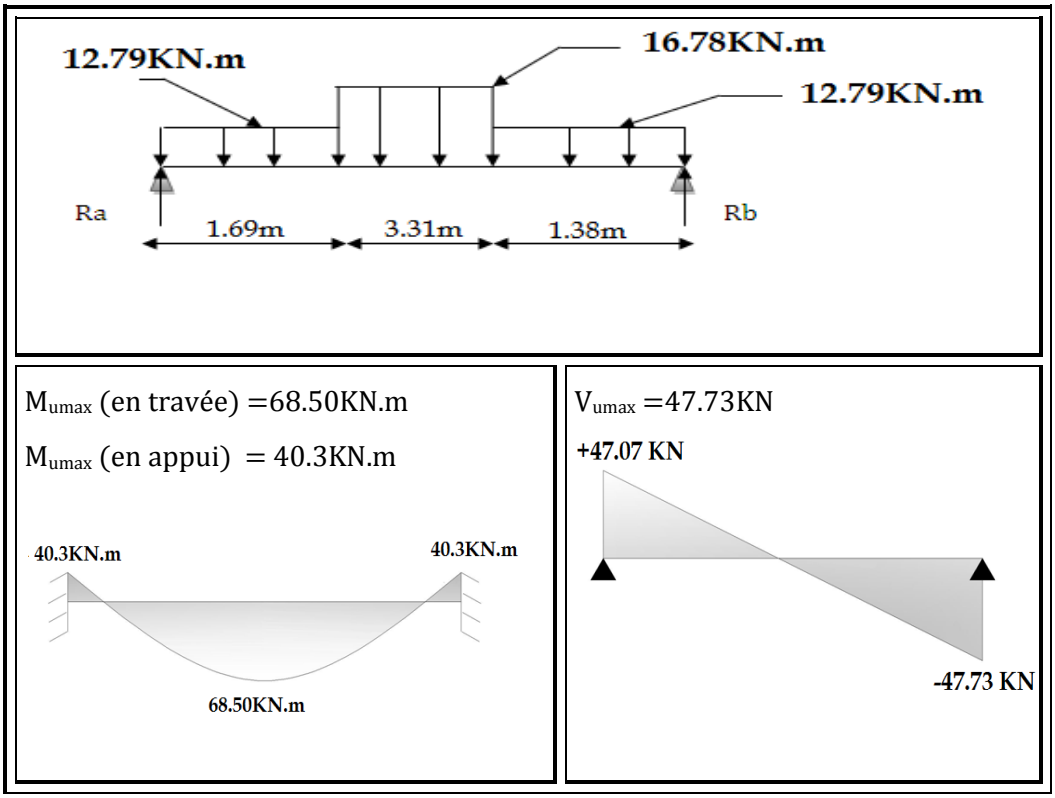


Figure III-29 : Schéma statique à l'E.L.U

b) l'E.L.S

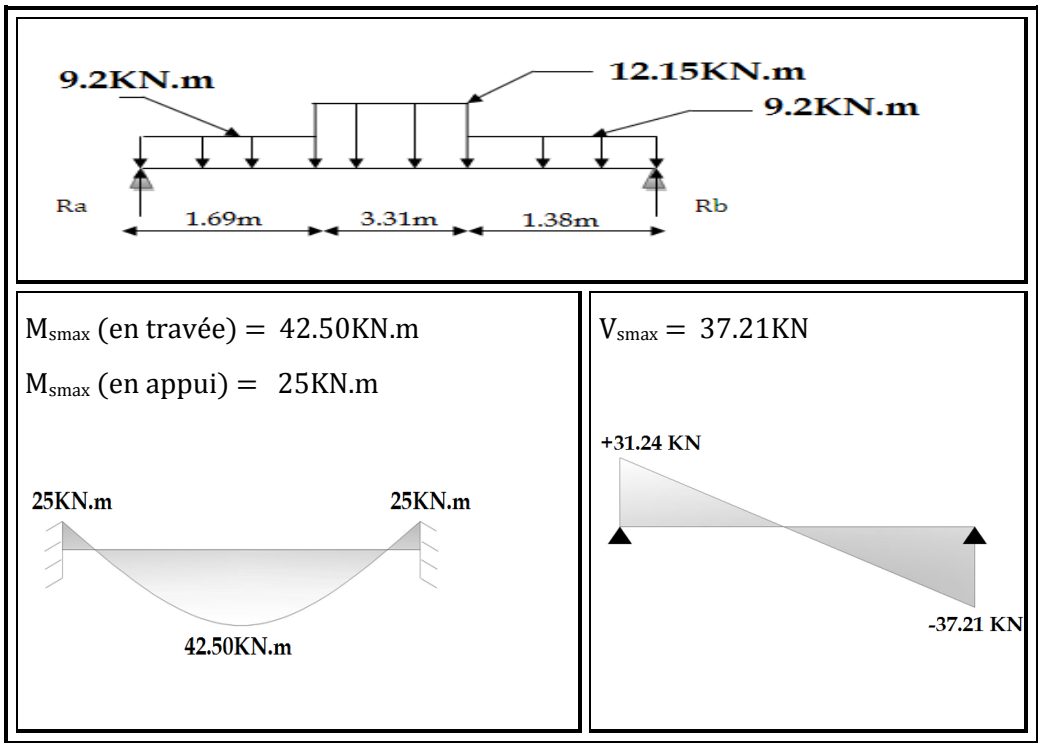


Figure III-30 : Schéma statique à l'E.LS

3- Calcul de ferraillage

- **les armatures longitudinales**

Tableau III-28 : calcul et vérification des armatures longitudinales

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	68.50	68.50
	μ	0.157	0.157
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.913	0.913
	A (cm^2)	12.31	12.31
	Le choix	**7HA16=14.07 cm²**	**7HA16=14.07 cm²**
	B/1000	2	2
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	42.50	42.50
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	6.69	6.69
	I_G (cm^4)	34257.46	34257.46
	K (N/cm^3)	124.06	124.06
	σb (Mpa)	8.29	8.29
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

- **Les armatures de répartition**

Tableaux III-29 : Armature de répartition

	A_{rep} (cm^2)	On adopt
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.52$	**5HA10=3.92 cm²**
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\ cm^2$	**3HA10=2.35cm²**

4- les vérifications nécessaires

a. L'espacement

- **Les armatures longitudinales**

- **En travée**

St =100/7=14.8cm on prend St =14 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm
L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**

St =100/7=14.8cm on prend St =14 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm
L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

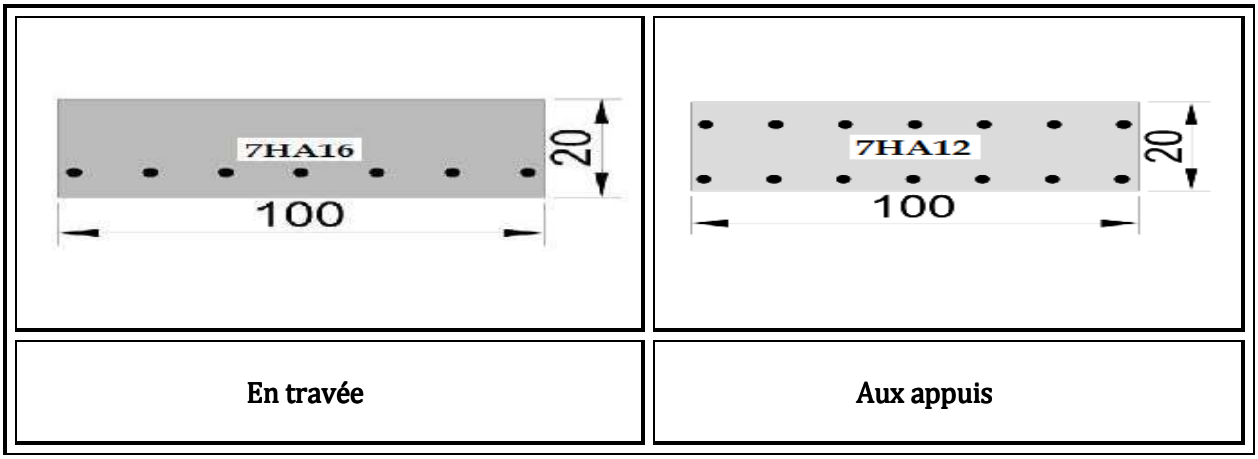


Figure III-31 : ferraillage et l'espacement

- **pour l'armature de répartition**

- **En travée**

St =100/5=20cm on prend St =20cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =45 cm

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**

St =100/3=33.33cm on prend St =33.33cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =42 cm

L'espacement minimal : S p min =2.5 cm

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{47.73.10^3}{1000.175} = 0{,}27\ MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifiée$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement,

mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

c. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

Tableaux III-30 : vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 6.38 = 0.031 Mt/(20 Mo)=42.50/(20*28.39)=0.047	ρ=A/(bo*d)=14.07/(100*17.5)=0.0080 2/ fe = 2 / 400 = 0.0050
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

d. Vérification de la flèche

Tableaux III-31 : vérification de la flèche

A(cm²)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	y(cm)	I0 (cm4)
13.85	42.50	0.79	201.08	0.565	10.7	77253.02
I_{fi}(cm4)	**I_{fv}(cm4)**	**Fi(mm)**	**F_v(mm)**	**ΔF(mm)**	**F_{adm}(mm)**	**ΔF≤F_{adm}**
33951	53147.9	15.84	25.16	9.32	12.76	**cv**

III.4.4. Escalier à trois volées (R.D.C)

Les caractéristiques de la deuxième volée d'escaliers sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.36m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de là-contre marche : h = 17cm

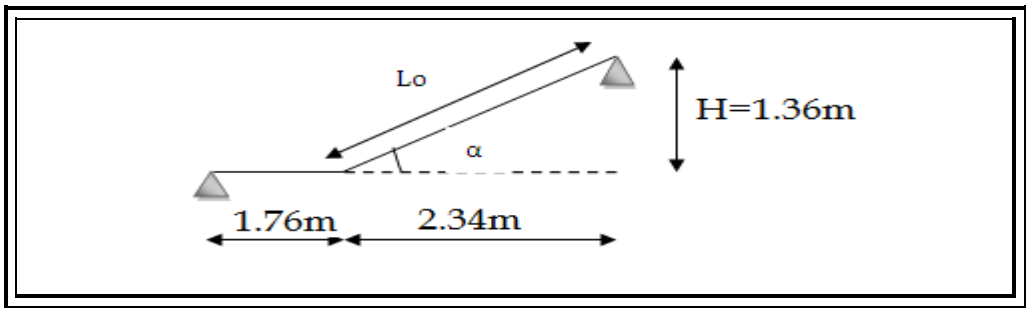


Figure III-32 : Dimensions de l'escalier

1-Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 1.36/2.34 = 0.581 donc : **α =30.16°**

$L_0 = \sqrt{1.36^2 + 2.34^2} = 2.70m$ l =2.70+1.76=4.46m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a : $\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 12.74 \le e \le 14.86$

On adopte: **e = 15 cm**

G palier=5.49 (KN/m²)

G palliasse = 8.20 (KN/m²)

2- Détermination des efforts

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

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III-32 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	8
Paillasse	8.20	2.5	15.28	11.04

a) l'E.L.U

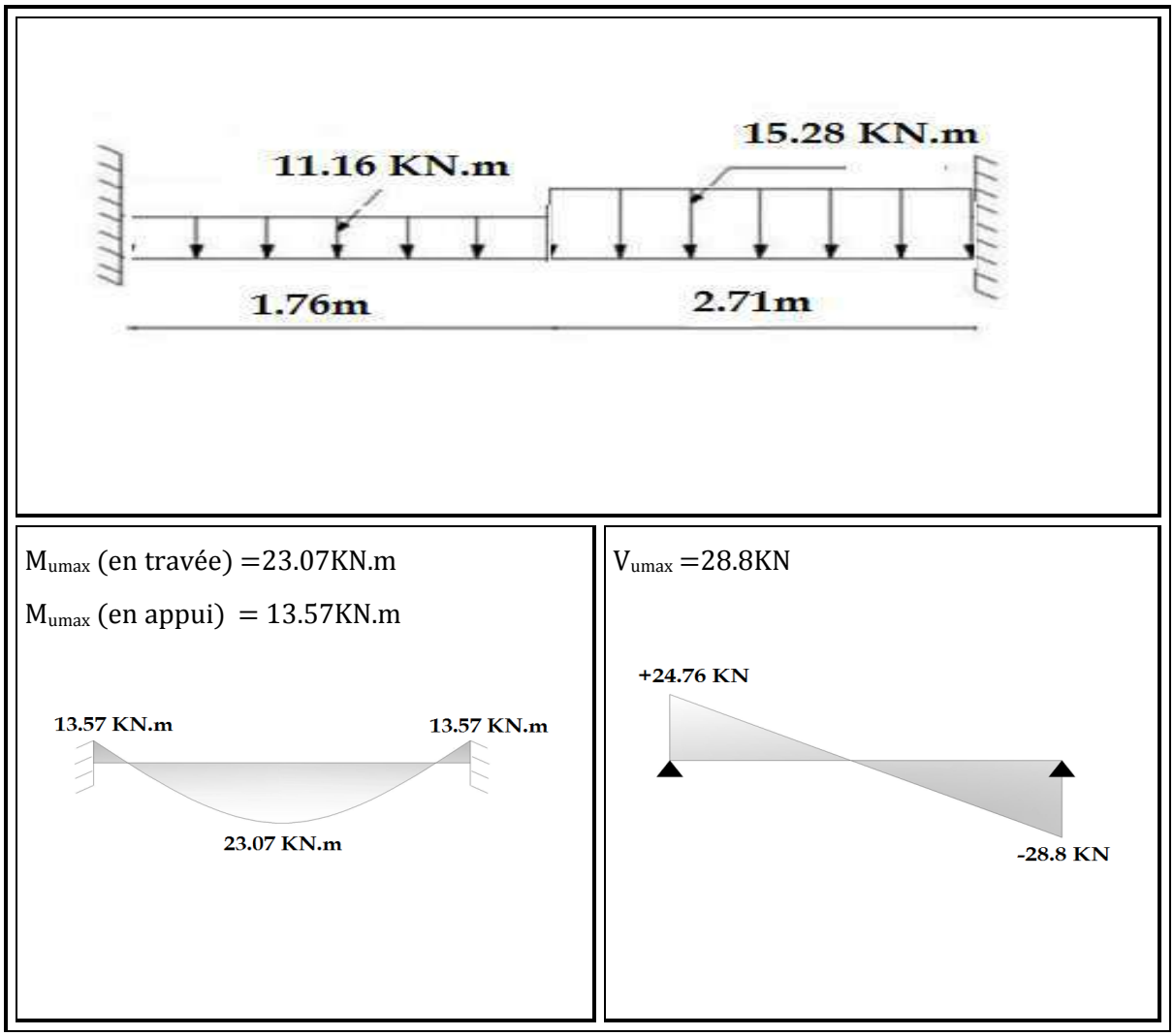


Figure III-33 : Schéma statique à l'E.L.U

b) l'E.L.S

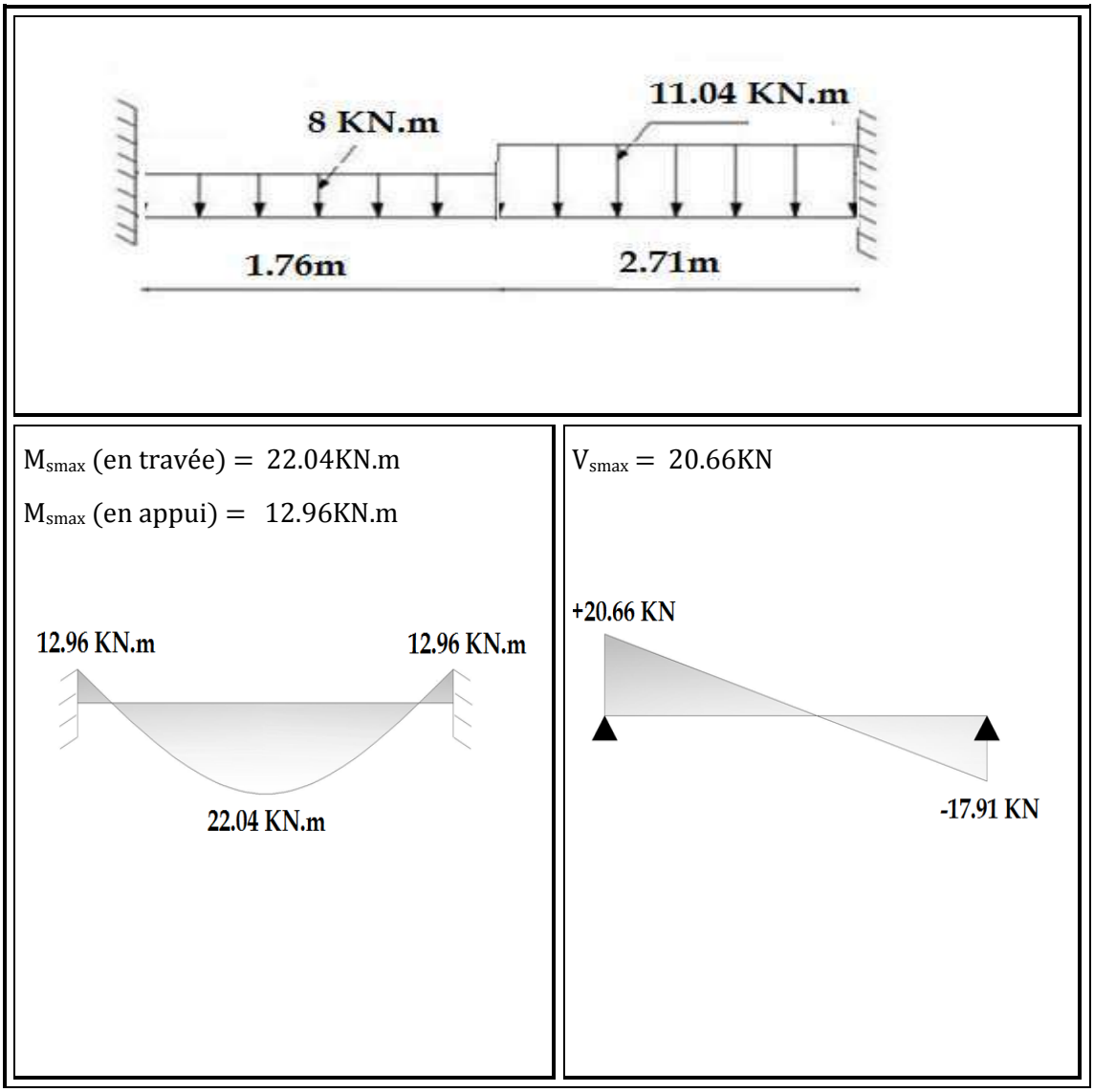


Figure III-34 : Schéma statique à l'E.L.S

3- Calcul de ferraillage

- **armature longitudinale**

Tableau III-33 : calcul et vérification de l'armature

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	23.07	13.57
	μ	0.104	0.061
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.945	0.967
	A (cm^2)	5.61	3.28
	Le choix	**5HA12=5.65 cm^2**	**5HA10=3.92cm^2**
	B/1000	1.5	1.5
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	22.04	12.96
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.82	3.30
	I_G (cm^4)	8209.46	6984.70
	K (N/cm^3)	268.47	185.54
	σb (Mpa)	10.25	6.12
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

- **armatures de répartition**

Tableau III-34 : calcule de l'armature de répartition

	A_{rep} (cm^2)	On adopt
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	3HA8=1.50 cm^2
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98\ cm^2$	3HA8=1.50cm^2

4- L es vérification nécessaires

a. L'espacement

- **Les armatures longitudinales**

- **En travée**

  St =100/5=20 cm on prend St =20 cm
  L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm
  L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**
  St =100/5=20 cm on prend St =20 cm

  L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm
  L'espacement minimal :$S_{p\ min}$ =2.5 cm

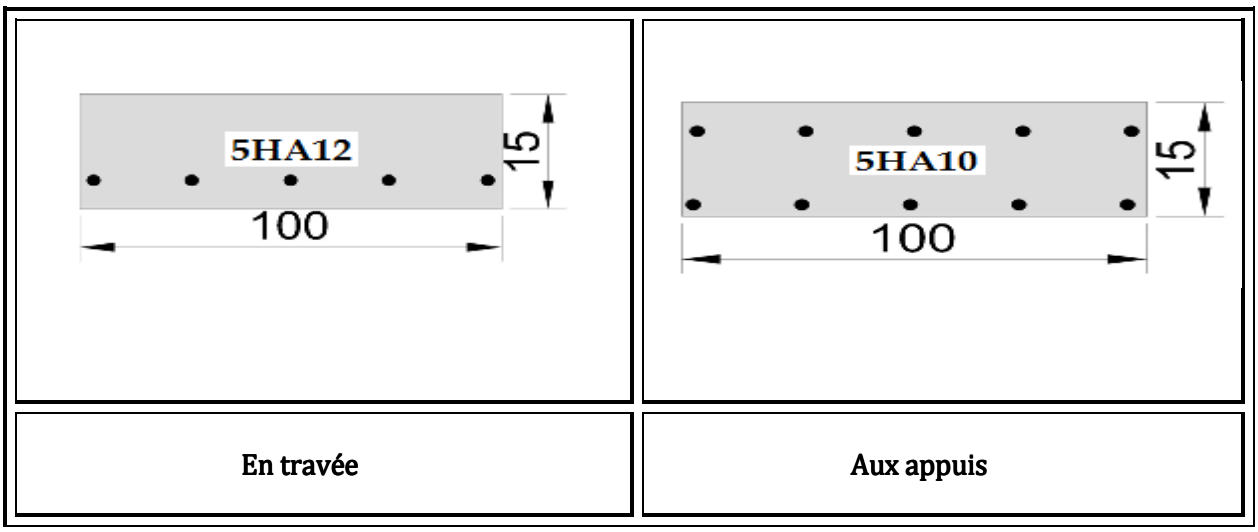


Figure III-35 : Chois de l'espacement

- **les armatures de répartition**

- **En travée**

St =100/3=33.33cm on prend St =33.33cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =42 cm
L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**

St =100/3=33.33cm on prend St =33.33cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =42 cm
L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

b. Vérification d'effort tranchant

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right\} = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28.8.10^3}{1000.125} = 0{,}23MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifiée$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

c. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

Tableau III-35 : vérification préliminaire de la fléche

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.15 / 4.46 = 0.033 Mt/(20 Mo)=22.04/(20*15.20)=0.072	ρ=A/(bo*d)=5.65/(100*12.5)=0.0045 2/ fe = 2 / 400 = 0.0050
Condition **non** vérifiée	Condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

d. Vérification de la flèche

Tableau III-36 : vérification de la flèche

A(cm^2)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	y(cm)	I_0 (cm^4)
5.65	22.04	0.39	344.82	0.51	7.76	30130.53
I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	Fi(mm)	F_v(mm)	ΔF(mm)	F_{adm}(mm)	ΔF≤F_{adm}
8852.9	15801.3	12.26	18.60	6.34	7.96	cv

Tableau III-37 : LA Réccape des escaliers

Les étages	Epéseure (cm)		A (cm^2)		Esp (cm)		A rép (cm^2)		Esp (cm)	
	Volée	palier	travée	appuit	Travée	appuit	travée	appuit	travée	appuit
s-sol	12	12	5HA12	4HA10	20	25	3HA8	3HA8	33	33
	20	20	7HA10	7HA12	14	14	5HA10	3HA10	20	20
RDC	15	15	5HA12	5HA10	20	20	3HA8	3HA8	33	33
Etage courant	20	20	7HA10	7HA12	14	14	5HA10	3HA10	20	20

III.5. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

Elle a une section rectangulaire (b×h)

III.5.1. Pré dimensionnement

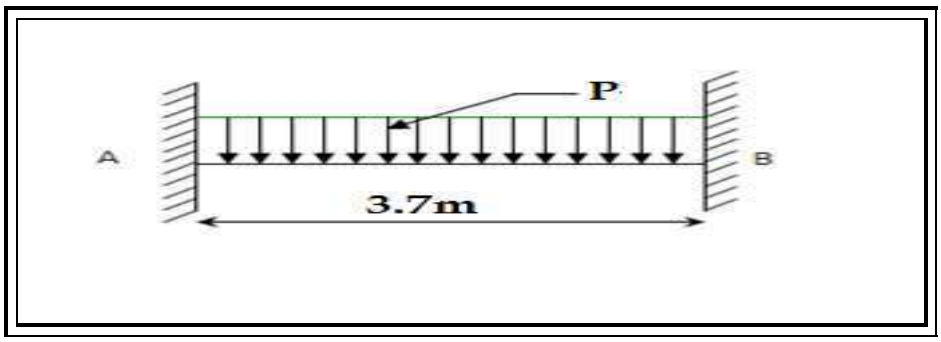


Figure III-36 Dimensionnement de la poutre palière

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

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 **[1]**
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

h ≥ 30cm

b ≥ 20 cm **[2]**

h/b ≤ 4

b max ≤ 1.5+b

Tableau III-38 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.7 m ⇒ 24.66cm ≤ h ≤37cm on adopte h = **30** cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.081) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b **= 30** cm

III.5.2. Évaluation des charges

✓ Poids propre de la poutre : Pp = (0.3x0.3) x25 ➔ Pp= 2.25 KN/m

✓ Poids du double cloison ➔ Pm= 2.52KN/m

G_T=2.25+2.52= 4.77KN/m

✓ Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 47.73KN$, $Rs = 37.21KN$

P_u=1.35G_T +R_u ➔ P_u=54.17KN/m

P_s = G_T+R_S ➔ P_s =41.97KN/m

III.5.3 Calcul des efforts

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

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III-39: Les efforts agissants sur la poutre paliere

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	100.21	61.80	30.90
ELS	77.64	47.67	41.05

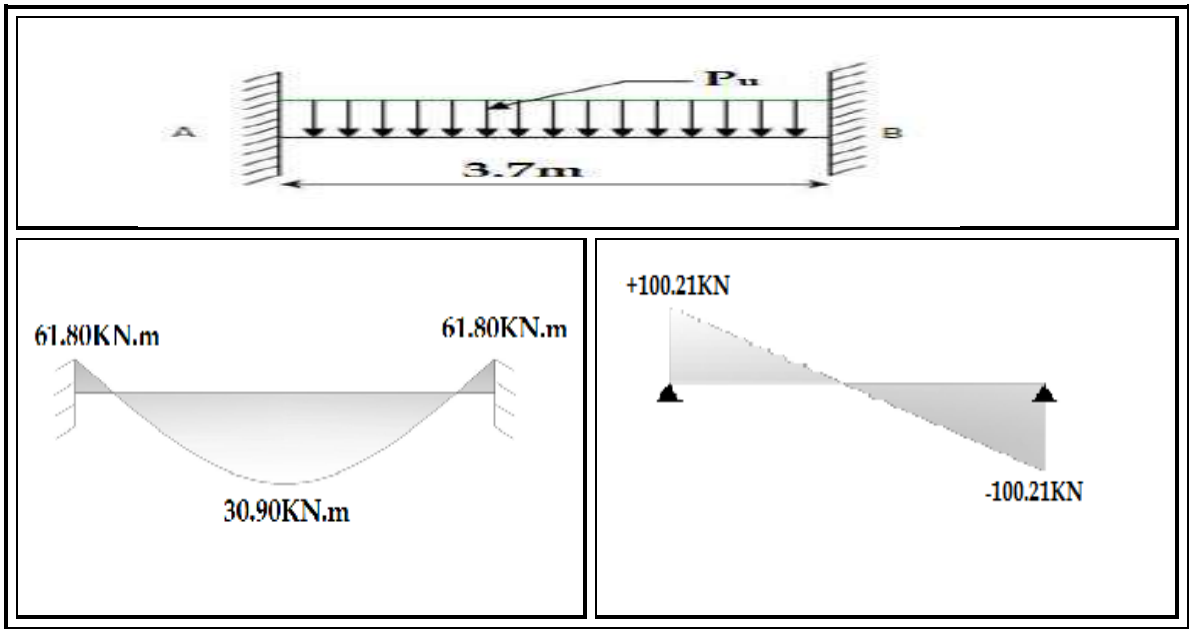


Figure III-37 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

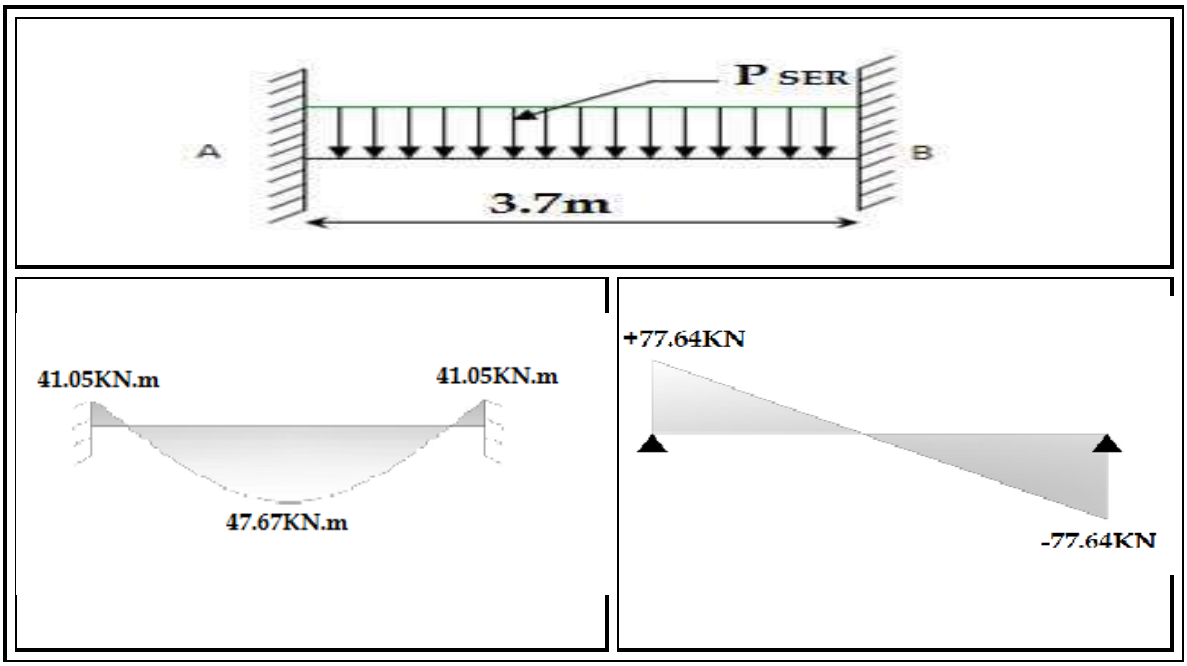


Figure III-38 : Différents efforts dans la poutre palière (ELS)

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Pour le béton : $f_{c28} = 25$ MPa c = 3 cm

$f_{t28} = 2.1$ MPa b = 25 cm

$\gamma_b = 1.5$ h= 30cm

$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa d=27.5 cm

Pour l'acier : FeE400 (f_e=400Mpa) ,

$\gamma_s = 1.15$

$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III-40 : calcule et vérification d'armature longitudinale

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	30.90	61.80
	μ	0.0959	0.192
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.950	0.892
	A (cm^2)	3.4	7.24
	Le choix	**3HA14=4.62 cm^2**	**4HA14+3HA12=8.01c m^2**
Vérification a l'ELS	M_{ser}(kN.m)	14.05	47.67
	$\sigma_{b_{adm}}$(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	9.20	11.36
	I_G (cm^4)	30994.75	45959.06
	K (N/cm^3)	45.30	103.78
	σ_b (Mpa)	4.16	11.78
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

III.5.5. Les vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité [1]

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

En travées : $A=4.62\ cm^2 \geq A_{min}=\frac{30\ x\ 30}{1000}=0.9\ cm^2$ **(c.v)**

En appui : $A=8.01\ cm^2 \geq A_{min}=\frac{30\ x30}{1000}=0.9\ cm^2$ **(c.v)**

b) Vérification de l'effort tranchant [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{100.21\times10^3}{300\times275} = 1.21\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 1.21\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa$ (c.v)

c) Vérification de compression dans la bielle de béton [1]

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

$$a = Min[b-c-2;0.9d] = Min[25.5cm;24.75cm] = 24.75cm$$

$$V_u = 100.2KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times200 = 550\ KN$$ **.... (c.v)**

d) Vérification au voisinage de l'appui [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times200.21\times10^3}{300\times247.5} = 2.70 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39$$ **(c.v)**

$$A = 8.04\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times100.21\times10^3}{400} = 2.88\ cm^2$$ ..... **(c.v)**

E) Armatures transversales [1]

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.86 \text{ cm} ; \ \varphi_l = 16 \text{ mm}; \frac{b_0}{10} = 2.5 \text{ cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.86\,\text{cm}$$

$$at = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$n_t = 4$$

Donc on adopter a: $A_t = a_t x n_t = 4x0.5 = 2\text{cm}^2$ **$A_t = 4HA8$**

f) Vérification du R.P.A 99 [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm}; 12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7.5 \text{ cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15 \text{ cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 2\ \text{cm}^2$.

$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2\ \text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\ \text{cm}^2$

$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2\ \text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\ \text{cm}^2$

$S_t < \overline{S}_t$ ..... **(c.v)**

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[1]**

Avec : $k = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50}=0.013\geq\frac{1.15(1.21-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0018$ ... (c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150}=0.004\geq\frac{1.15(1.21-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0018$ ... **(c.v)**

- $A_t \geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times50}{400}=0.15cm^2$ ... **(c.v)**

Zone courante: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ .... **(c.v)**

g) Vérifications préliminaires de la flèche [1]

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

Tableau III-41 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.70 = 0.08 Mt/(10 Mo)=14.05/(10*41.05)=0.034	ρ=A/(bo*d)=4.62/(30*27.5)=0.0056 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.6. calcul des dalles pleins

III.6.1. Méthode de calcul

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

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

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

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

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

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

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

III.6.2. Principe de calcul

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

a) travail externe :

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

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

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

Avec:

P: Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f: flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.6.3. Calcul par la méthode des lignes de rupture

III.6.3. 1. Cas d'une dalle reposant sur trois appuis

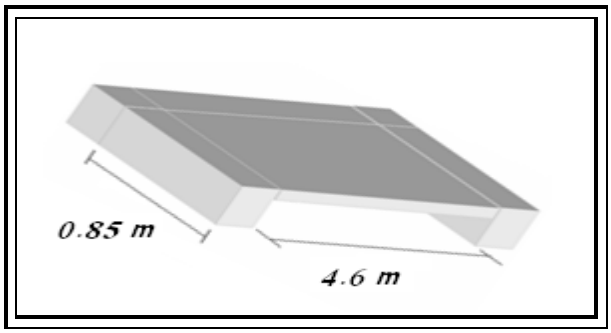


Figure III-39 : Dalle pleine repose sur trois appuis

a)Travail externe : Text =q.s.f

Avec q : la charge repartie sur la surface (S) qui subit un déplacement du centre de gravité (f).

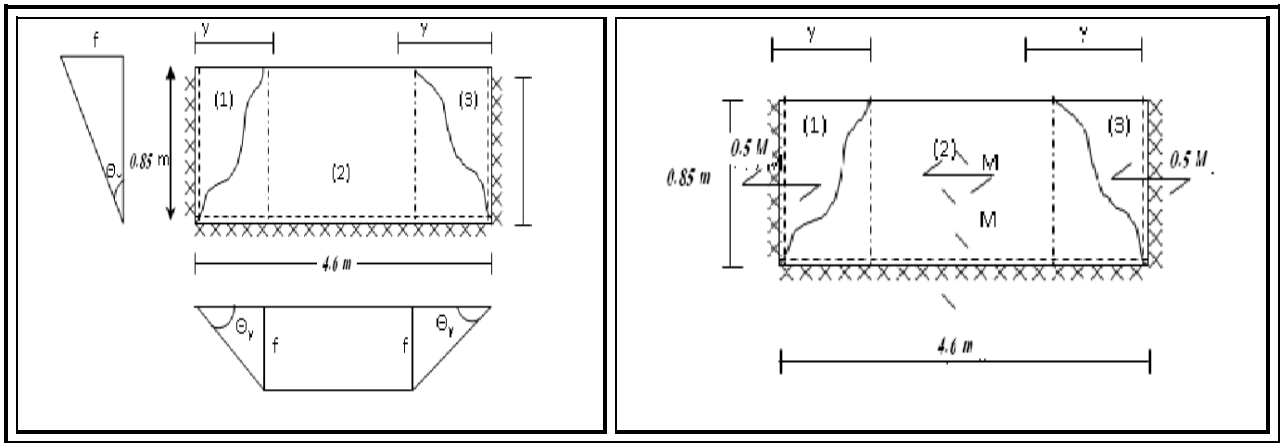


Figure III-40 : Représentation de lignes de rupture

Tableau III-42: Travail externe

elements	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charges qu
1	0.425 y	f/3	014.y.f.q_u
2	2(0.425 y)	f/3	0.28.y.f.q_u
	(4.6-2y)0.85	f/2	(1.95-0.85y) .f.q_u
3	0.425 y	f/3	0.14.y.f.q_u
		Σ	**f.q_u. (1.95-0,29y)**

b) Travail interne : Tint = M.l.θ ;
Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Tableau III-43: Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	0.85	f/y	0.85.M.f/y
	-	0.5M	0.85	f/y	0.42.M.f/y
2	+	M	2 y	f/0.85	2.35.M.y.f
	-	M	4.6	f/0.85	5.41.M.f
3	+	M	0.85	f/y	0.85.M.f/y
	-	0.5M	0.85	f/y	0.42.M.f/y
				Σ	**M.f.(2.5/y+2.35y+5.4)**

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne : **($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

$f.q_u.(1.95-0.29y) = M.f.(2.5/y + 2.35y + 5.4)$

$$M = q_u \frac{(1.95-0,29y)}{(2.5/y + 2.35y + 5.4)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \quad \Longrightarrow \quad y = 1.29 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.151\ q_u \\ M_{ser} = 0.151\ q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35.(5.61) + 1,5.(3.5) = 12.82 \text{ KN} \\ q_{ser} = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_u = 1.93 \text{ kN.m} \\ M_{ser} = 1.37 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau III-44 : Calcule du moment

	M_U(KN.m)	M_{SER}(KN.m)
En travée	1.93	1.37
Aux appuis	0.965	0.685

c) Calcul du ferraillage

Tableau III-45 : calcul du ferraillage

f_{c28}	25 MPa	h	15 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d_x, d_y	12cm,11cm
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

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{11}{2.8}$=0.39<0.4 donc la dalle travaille suivant une seule direction

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-46 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u(kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min}(cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant (x)	En travée	1.93	0.0094	0.995	0.46	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	0.965	0.0047	0.996	0.23	1.5	4HA10	3.14
Suivant (y)	En travée	1.93	0.11	0.993	0.51	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	0.956	0.0056	0.997	0.25	1.5	4HA10	3.14

d) la vérification nécessaire

- **Vérification de l'espacement:**

$S_{T1} \leq$ Min { 3h=45cm ; 33cm }

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm$……(CV)

- **Vérification de l'ELS :**

Tableau III-47 : vérification a ELS

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	1.37	0.685	1.37	0.685
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	15			
y1 (cm)	2.9	2.9	2.7	2.7
IG (cm^4)	4713.32	4713.32	3900.82	3900.82
K (N/cm^3)	29.06	14.5	35.12	17.5
σ_b (MPa)	0.84	0.42	0.94	0.47
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**		**oui**	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III-48 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{12.82 * 0.85 * 4.6}{2 * 0.85 + 4.6} = 7.95$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{12.82 * 0.85 * 4.6}{3 * 4.6} = 3.63$
$\tau_{u(MPa)}$	0.066	0.033
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	oui

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la flèche préliminaire**

Tableau III-49 : vérification de la flèche préliminaire

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq Mt/(20\ Mo)$	$\rho \leq 2/fe$
$h/L = 0.15 / 0.85 = 0.176$ $Mt/(20\ Mo) = 0.05$	$\rho = A/(bo*d) = 3.14/(100*12) = 0.0026$ $2/fe = 2 / 400 = 0.005$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.6.3. 2. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis

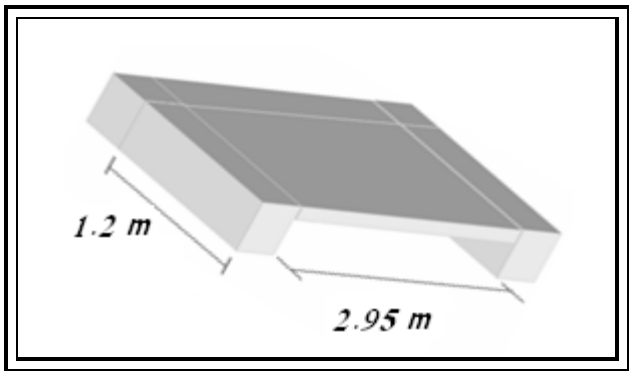


Figure III-41 : dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe Text =q.s.f

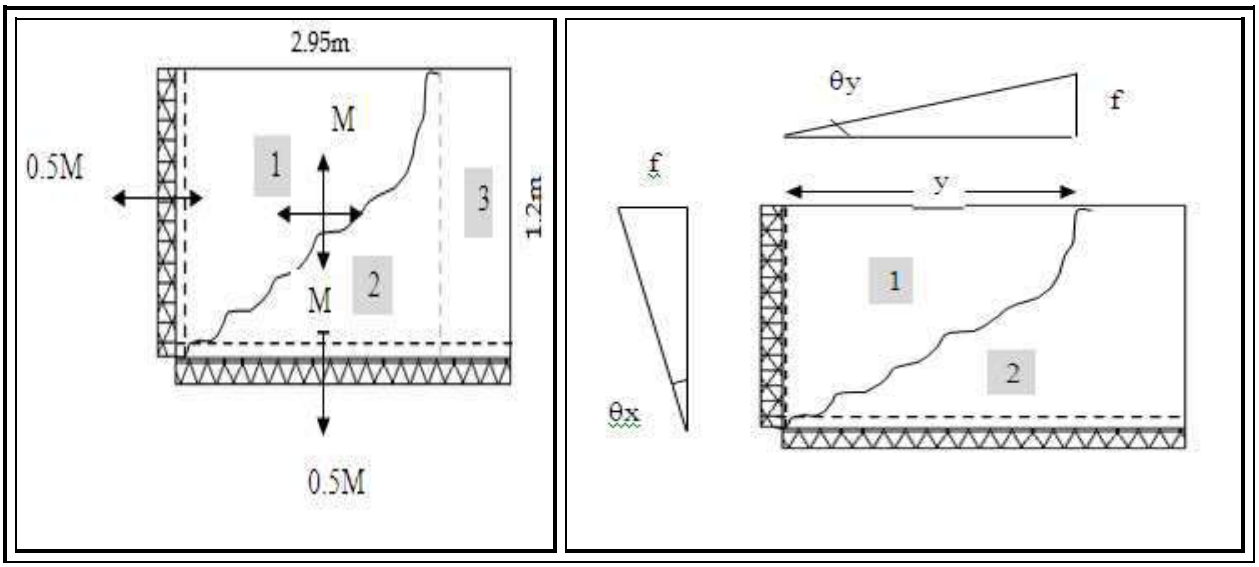


Figure III-42 :Représentation de lignes de rupture

Tableau III-50 : Travail externe

elements	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0.6 y	f/3	$0.2.y.f.q_u$
2	0.6 y	f/3	0.2.y.f.q
3	1.20(2.95- y)	f/2	$0.3.y.f.q_u$
		Σ	**$f.q_u.$ (1.77-0.2y)**

b) Travail interne : Tint= M.l.θ ;
Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

Tableau III-51 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.20	f/y	1,2.M.f/y
	-	0.5M	1.20	f/y	0.6.M.f/y
2	+	M	y	f/1.2	.M.y/1.2
	-	0.5M	y	f/1.2	0.42.M.f.y
				Σ	**M.f.(1.8/y+1.25y)**

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

$f.q_u.\ (1.77\text{-}0{,}2y) = M.f.(1.8/y + 1{,}25y)$

$$M = q_u \frac{(1.77-0.2y)}{(1.8/y + 1{,}25y)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \quad \Longrightarrow \quad y = 1.05 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.515\ q_u \\ M_{ser} = 0.515\ q_{ser} \end{cases}$$

$q_u = 1{,}35.(5.61)+1{,}5.(3.5) = 12.82$ KN

$q_{ser} = 5.61+3.5 = 9.11$ KN

$\Longrightarrow \begin{cases} M_u = 6.60 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 4.69 \text{ KN.} \end{cases}$

Tableau III-52 : calcule du moment

	M_U(KN.m)	M_{SER}(KN.m)
En travée	6.60	4.69
Aux appuis	3.30	2.34

c) Calcul du ferraillage

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

Données : f_{c28}=25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa , f_e=400 MPa , $\sigma_{b\ adm}$= 14.2 MPa , h=15cm

d_x, d_y =12cm, 11 cm c=2 .5 cm , c' = 2 .5 cm , b =100 cm

On a $\frac{lx}{ly} = \frac{3.95}{1.8}$=2.19>0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions

Hauteurs utiles:

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-53 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u(kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi	A final (cm^2)
Suivant (x)	En travée	6.60	0.032	0.984	1.66	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	3.30	0.016	0.992	0.78	1.5	4HA10	3.14
Suivant (y)	En travée	6.60	0.038	0.981	1.58	1.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	3.30	0.020	0.990	0.87	1.5	4HA10	3.14

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq \text{Min}\begin{cases} 3h = 45\ \text{cm} \\ 33\text{cm} \end{cases}$ soit $\begin{cases} S_{T1} = 25\ \text{cm} \\ S_{T2} = 30\ \text{cm} \end{cases}$

- **Vérification de l'ELS**

Tableau III-54 : vérification a ELS

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	4.69	2.34	4.69	2.34
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	15			
y1 (cm)	2.92	2.92	2.78	2.78
IG (cm^4)	4713.12	4713.12	3898.63	3898.63
K (N/cm^3)	99.5	49.75	120.3	60.15
σ_b (MPa)	2.90	1.45	3.34	1.67
$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	**oui**		**oui**	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III-55 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{12.82 * 1.2 * 2.95}{2 * 1.2 + 2.95} = 8.48$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{12.82 * 1.2 * 2.95}{3 * 2.95} = 5.13$
$\tau_{u(MPa)}$	0.071	0.046
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	oui	oui

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche préliminaire**

Tableau III-56 : Vérification de la flèche préliminaire

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (10 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1.2 = 0.125 Mt/ (20 Mo)=0.05	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12)=0.0026 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.7. La dalle machine

III.7.1. 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.7.2. Pré dimensionnement

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

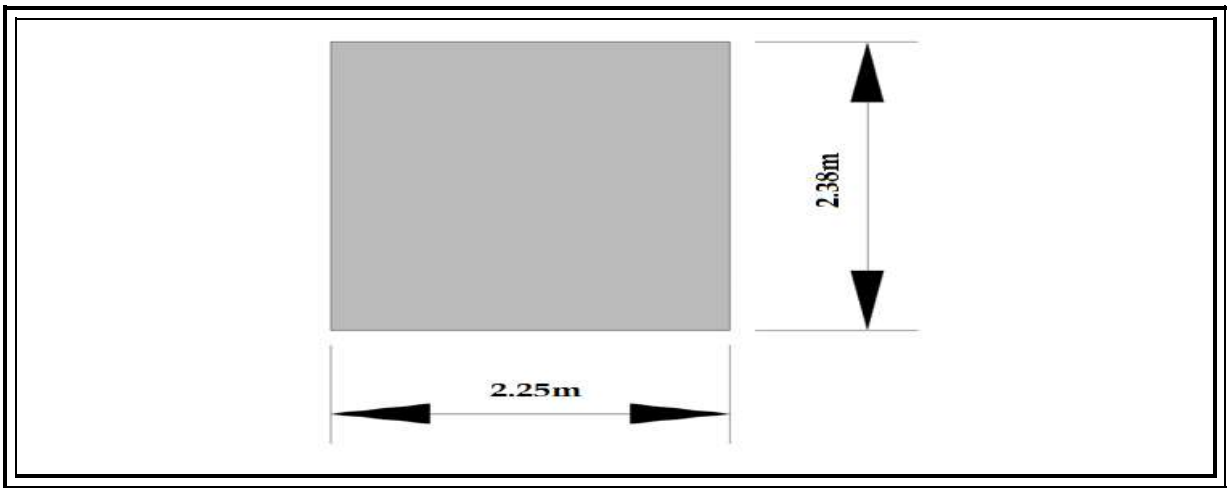


Figure III-43 : Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion : [1]**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{225}{50} \le e \le \frac{225}{40} \Rightarrow 4.5cm \le e \le 5.62cm$$

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

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

III.7.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

a) Charges permanentes G

G=0.25*25=6.25 KN/m^2

- Poids de la machine supportée

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

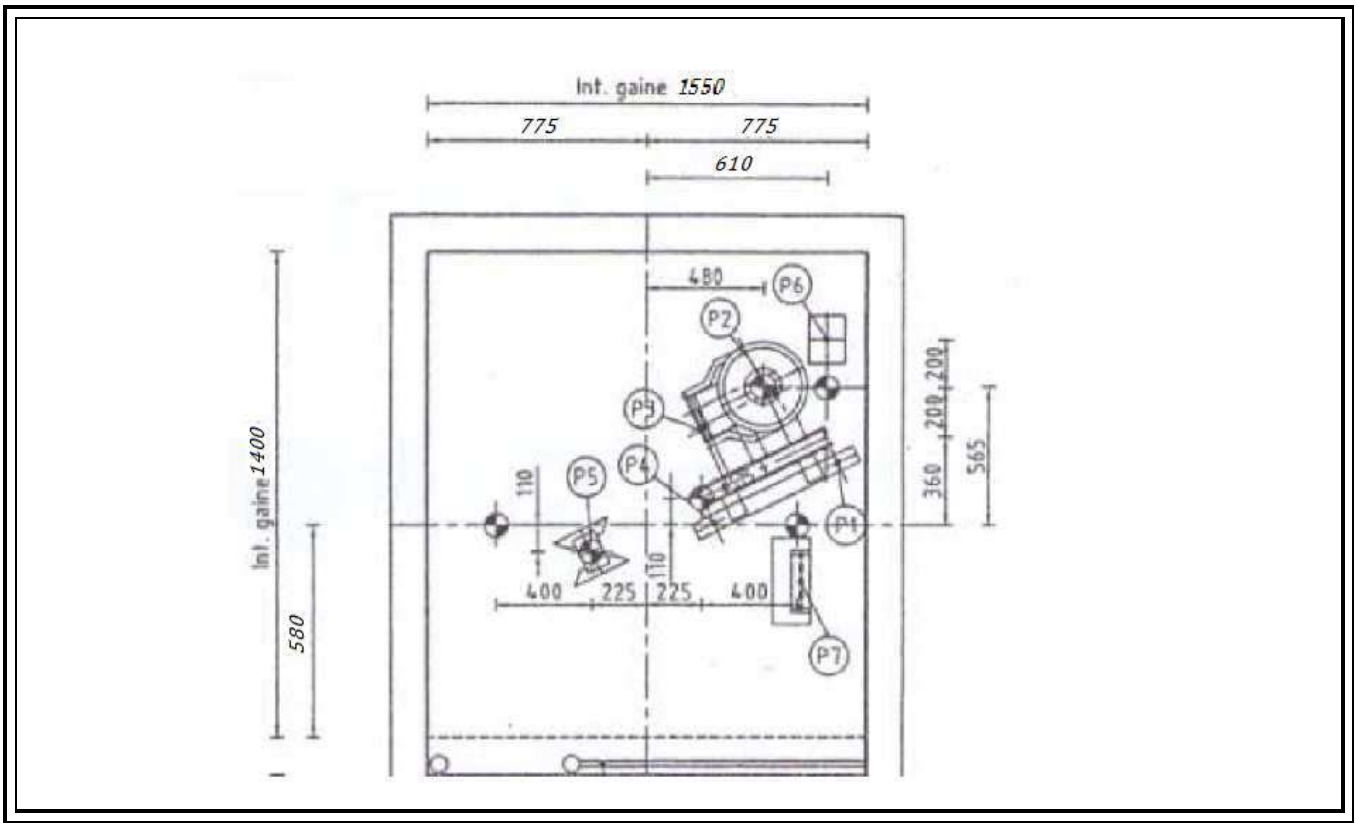


Figure III-44 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III-57 : Les charges concentrées

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

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 9112.97 kg/m^2 = 91.13 kN/m^2$$

G_{tot}=6.25 + 91.13 =97.38KN/m²

b) La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m²

Tableau III-58 : Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_U (kN/m²)	P_{Ser}(kN/m²)
97.38	5	138.96	102.38

III.7.4. calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{2.25}{2.38} = 0.94$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.7.4.1. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

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

III.7.4.2. Hypothèses (ligne de rupture)

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

III.7.4.3. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

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

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

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

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

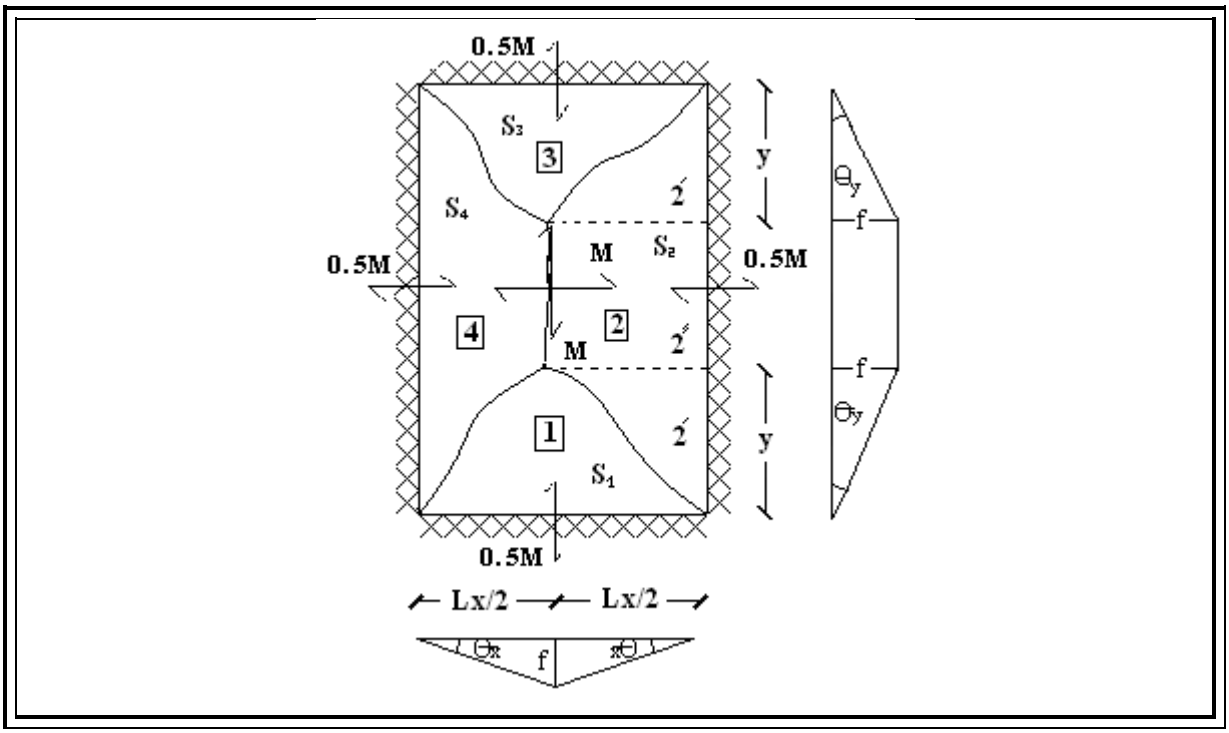


Figure III-45 : Les lignes de rupture

❖ **Travail externe**

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

Avec :

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

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

$$\begin{cases} T_{ext}^1 = 1/6.q.f.y.l_x = 0.37q.f.y \\ T_{ext}^2 = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = (1/6q.f.lx) + (1/4q.f.(2.38 - 2y)) \end{cases}$$

$$\boxed{T_{ext} = q.f(1.34 - 0.76y)}$$

❖ **Travail interne**

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

Avec :

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

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

$$T_{int}^1 = 0.5M.2,25f/y + M.2,25.f/y$$

$$T_{int}^1 = 3.37M.\frac{f}{y}$$

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

$$T_{int}^2 = M.f(1.06 + 1.78y)$$

$$\boxed{T_{int} = M.f.(6.74/y + 3.56y + 2.12)}$$

❖ **Principe du travail virtuel**

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

$$M = q\frac{\left(\frac{6.74}{y} + 3.56y + 2.12\right)}{2.68 - 0.76y}$$

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -18.06/y^2 + 10.24\,y + 9.54 = 0 \Rightarrow \text{en trouve } y = 1.06\text{m}$$

On remplace " y " on trouve : M=0.152q

$$\begin{cases} q_u = 145.58 \\ q_{ser} = 107.28 \end{cases}$$

Tableau III-59 : calcule du moment

	M_U(KN.m)	M_{SER}(KN.m)
En travée	21.12	16.30
Aux appuis	10.56	8.15

III.7.5. Calcul du ferraillage

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

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2.5 - \frac{1.0}{2} = 22\text{ cm} \\ d_y = 22 - \frac{1.0 + 1.0}{2}. = 21\text{ cm} \end{cases}$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-60 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u(kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min}(cm^2)	A choisi	A final (cm^2)
Suivant (x)	En travée	21.12	0.032	0.984	2.23	2.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	10.56	0.016	0.992	1.45	2.5	4HA10	3.14
Suivant (y)	En travée	21.12	0.035	0.981	3.08	2.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	10.56	0.018	0.991	1.52	2.5	4HA10	3.14

III.7.6. les vérifications nécessaire

- **Condition de non fragilité [1]**

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

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4HA10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4HA10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement [1]**

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

On prend : $S_t = 25$ cm

- **Vérification de l'ELS**

Tableau III-61 : vérification de L'ELS

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	16.30	8.15	16.30	8.15
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	15			
y1 (cm)	4	4	4	4
IG (cm^4)	17393.73	17393.73	15745.23	15745.23
K (N/cm^3)	93.76	93.76	103.58	103.58
σ_b (MPa)	3.75	3.75	4.14	4.14
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**		**oui**	

- **Vérification de l'effort tranchant [1]**

Tableau III-62 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{138.96 * 2.25 * 2.38}{2 * 2.25 + 2.38} = 108.16$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{138.96 * 2.25 * 2.38}{3 * 2.38} = 104.22$
$\tau_{u(MPa)}$	0.492	0.496
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	oui	oui

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

- **Vérification de la flèche [1]**

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

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}11 > 0{,}05 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}11 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1.70.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}.$$

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

III.7.7. Vérification de non poinçonnement [1]

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

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u = 125$ KN , $\gamma_b = 1.5$, $f_{cj} = 25$ 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 < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) $=187.5$ KN…… (Condition vérifiée)

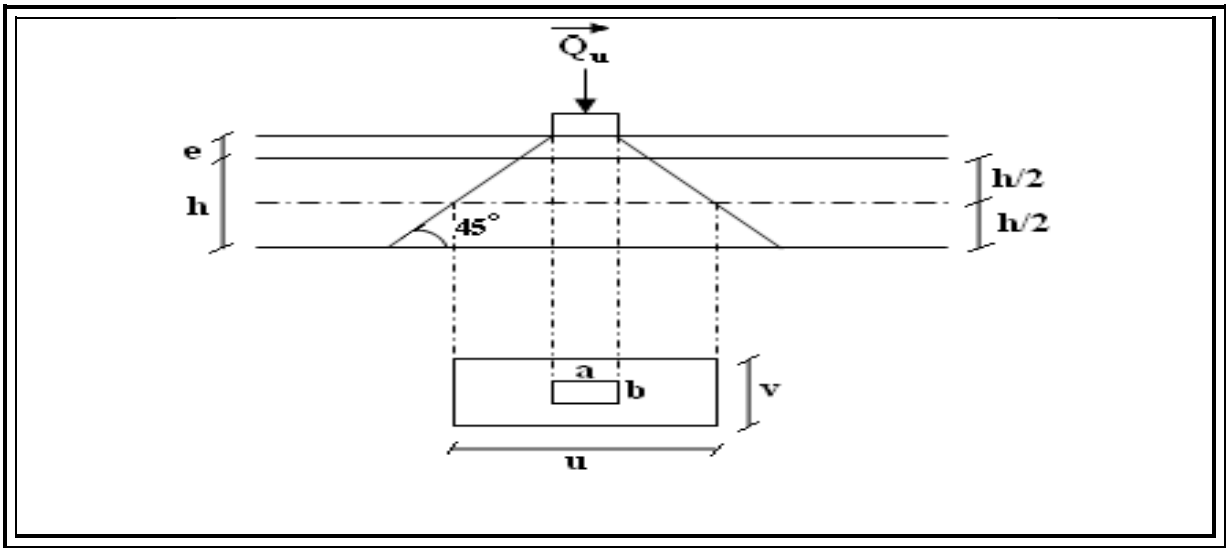


Figure III-46 : la vérification de non poinçonnement

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1. Introduction

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses **V**ibrations **L**ibres **N**on **A**morties (VLNA).

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. Caractéristiques géométriques de la structure

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

Son 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 : $X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ $YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

C'est le centre de rigidité de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

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

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile 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 :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble. $m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

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

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh }\alpha}{\text{ch }\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch }\alpha} \qquad \text{Si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}\left(2 - 3\xi + \xi^3\right) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch }\alpha}.\text{sh }\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch }\alpha.\xi}{\text{ch }\alpha}$$

Remarque: si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

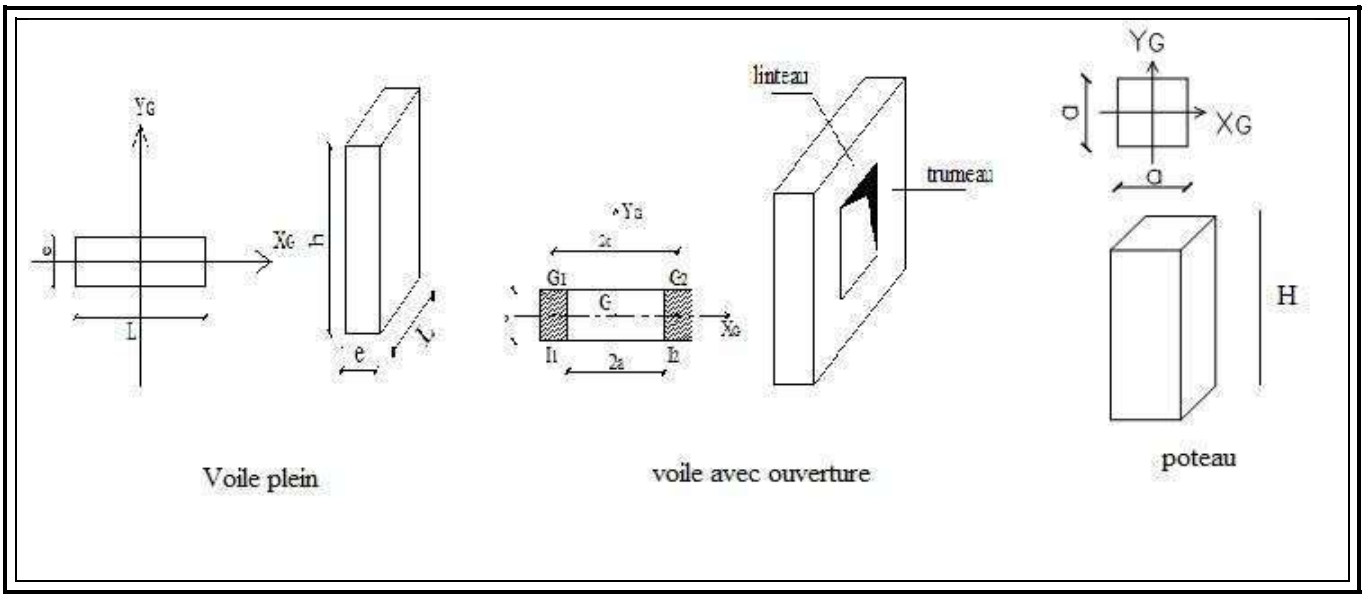


Figure IV-1 : Inerties des voiles et des poteaux

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion suivant les deux axes

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} E_x = |X_T - X_G| \\ E_Y = |Y_T - Y_G| \end{cases}$

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle [2]

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.

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

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle [2]

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

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul existant (SAP2000V12)

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

*Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

* Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

* Les voiles sont modélisés par des éléments « AREA » maillées.

*Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation de la masse

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et leurs surcharges d'exploitations avec une minoration : $W = G + \beta * Q + \beta_1 * Q_1$

Avec : $\beta = 0.2$ (usage d'habitation), $\beta_1 = 0.3$ (usage commerciale)

A cet effet nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature auto stable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.

✓ Un deuxième modèle a 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.

Les hypothèses de conception des voiles

-La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

-La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

-Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

❖ 1er modèle: Structure à ossature auto stable

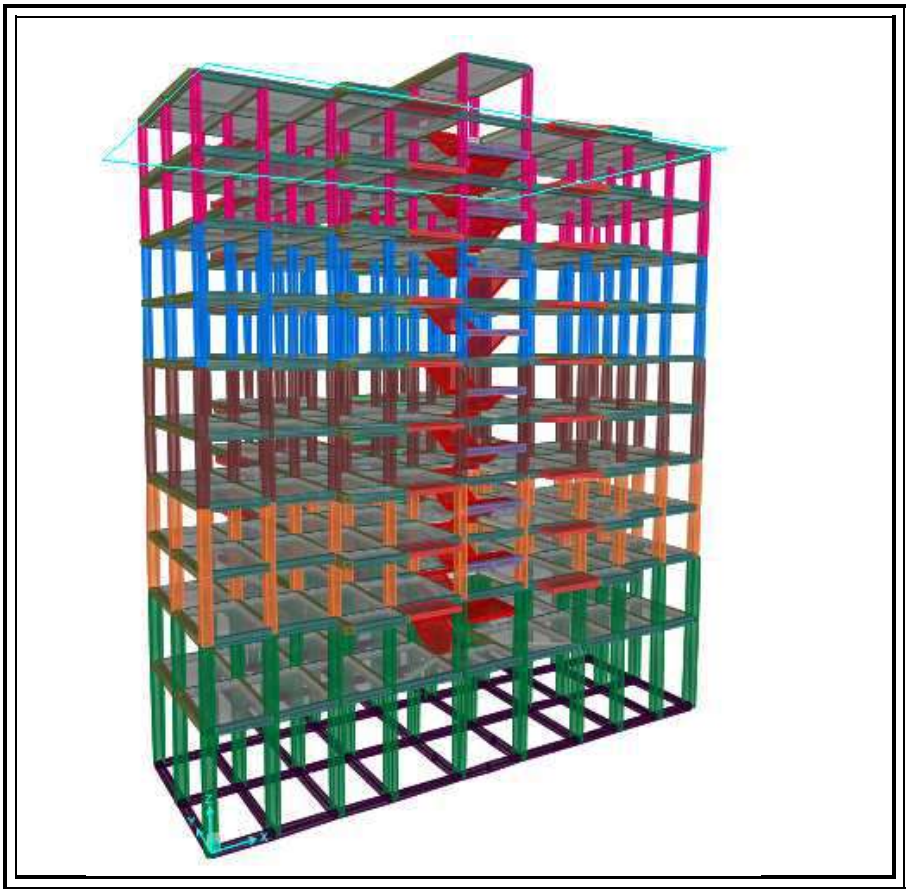


Figure IV- 2:Modélisation de la structure a ossature auto stable

Les résultats obtenus d'après logiciel (SAP2000V12) sont les suivants :

1- Détermination du centre de masse et centre de torsion

Tableau IV-1 les coordonnée du centre de masse et du centre de torsion pour une structure auto stable

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH1	37.03	0.0054	0.0054	15.50	7.09	614.72	15.50	7.12
DIAPH2	34.18	0.0284	0.0284	15.50	9.40	5287.65	15.50	8.23
DIAPH3	31.12	2.9463	4.1262	14.66	9.38	5111.57	15.51	8.14
DIAPH4	28.06	2.9704	4.1504	14.78	9.36	5165.24	15.50	8.15
DIAPH5	25.00	0.0525	0.0525	15.50	9.36	5215.26	15.50	8.15
DIAPH6	21.94	0.0960	0.3356	15.46	9.33	5272.97	15.50	8.15
DIAPH7	18.88	0.0896	0.0896	15.50	9.38	5330.69	15.50	8.16
DIAPH8	15.82	0.1435	0.1435	15.50	9.39	5396.09	15.50	8.16
DIAPH9	12.76	0.5854	0.5319	15.44	9.38	5461.50	15.50	8.16
DIAPH10	9.70	0.6479	0.2188	15.50	9.34	5608.02	15.50	8.15
DIAPH11	5.62	0.2254	0.7262	15.44	7.61	6759.46	15.49	8.63

2-Excentricité

Tableau IV-2 : détermination de l'excentricité théorique

Diaphragme	Niveau	XR	XG	Ex = |XR-XG|	YR	YG	Ey = |YR-YG|
DIAPH1	37.03	15.50	15.50	0.00	7.09	7.12	0.03
DIAPH2	34.18	15.50	15.50	0.00	9.40	8.23	1.17
DIAPH3	31.12	14.66	15.51	0.85	9.38	8.14	1.24
DIAPH4	28.06	14.78	15.50	0.72	9.36	8.15	1.21
DIAPH5	25.00	15.50	15.50	0.00	9.36	8.15	1.21
DIAPH6	21.94	15.46	15.50	0.04	9.33	8.15	1.18
DIAPH7	18.88	15.50	15.50	0.00	9.38	8.16	1.22
DIAPH8	15.82	15.50	15.50	0.00	9.39	8.16	1.23
DIAPH9	12.76	15.44	15.50	0.06	9.38	8.16	1.21
DIAPH10	9.70	15.50	15.50	0.00	9.34	8.15	1.19
DIAPH11	5.62	15.44	15.49	0.05	7.61	8.63	1.02

Tableau IV-3 : détermination de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+37.03	31.00	20.10	1.55	1.005
+34.18	31.00	20.10	1.55	1.005
+31.12	31.00	20.10	1.55	1.005
+28.06	31.00	20.10	1.55	1.005
+25.00	31.00	20.10	1.55	1.005
+21.94	31.00	20.10	1.55	1.005
+18.88	31.00	20.10	1.55	1.005
+15.82	31.00	20.10	1.55	1.005
+12.76	31.00	20.10	1.55	1.005
+9.70	31.00	20.10	1.55	1.005
+5.62	31.00	20.10	1.55	1.005

Analyse modale de la structure

L'analyse modale d'une structure consiste à rechercher les caractéristiques des modes propres de cette structure, et en particulier les périodes propres de chaque mode, les coefficients de participation massique, ainsi que la famille des modes propres (flexion ou torsion).

Tableau IV-4: Période et facteurs de participation massique auto stable

mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	1.198453	0.01	85.93
2	1.120187	74.61	85.93
3	1.045339	87.87	85.94
4	0.463491	87.87	96.37
5	0.440947	94.68	96.37

Résultats: Le coefficient de participation massique " α_i " correspond au i^{eme} mode de vibration présente le pourcentage d'énergie sismique absorbée à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients c'est la quantité d'énergie totale absorbée lors de la vibration du bâtiment.

En effet le nombre de modes à prendre en compte doit être telle que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Constations : D'après le fichier des résultats, on peut commenter les modes propres comme suit:

Tableau IV-5: Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation pure suivant (Y)	Translation pure suivant (x)	c'est une torsion par rapport à l'axe (OZ)

Interprétation: Les résultats obtenus montrent qu'on a une structure souple. Par ailleurs, ils reflètent parfaitement le comportement des structures régulières où généralement les trois premiers modes, les modes prédominants, sont les modes de flexion en particuliers, où il n'ya pas de couplage entre les modes de translation et les modes de rotation.

Mais pour vérifier les conditions du " RPA 99 VERSION 2003 " précédemment notées, on ajoute des voiles avec différentes dispositions pour avoir une structure plus stable et plus rigide.

❖ 2éme modèle: Ossature mixte

Dans ce modèle, afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, tout en respectent l'aspect architectural adopté et de minimiser la torsion d'axe vertical.

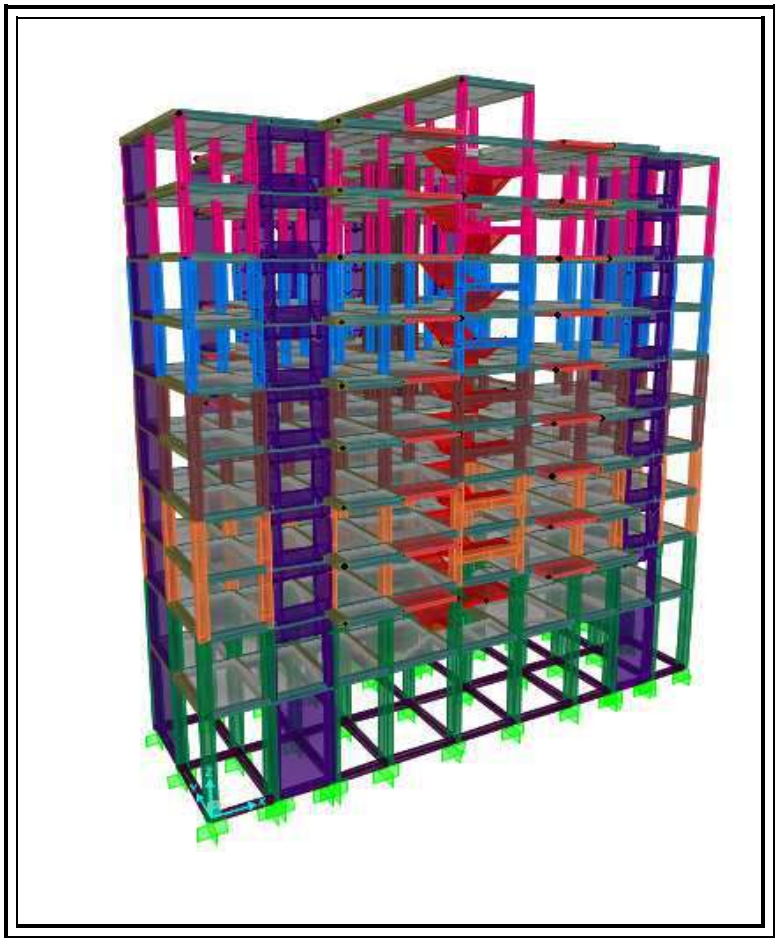


Figure IV-3 : modélisation de la structure a ossature mixte

L'approche adoptée

Après plusieurs approches essayées pour donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et afin de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des voiles de contreventement sans ouvertures et avec ouvertures dont les dimensions sont négligeable devant les dimensions en plan des refends.

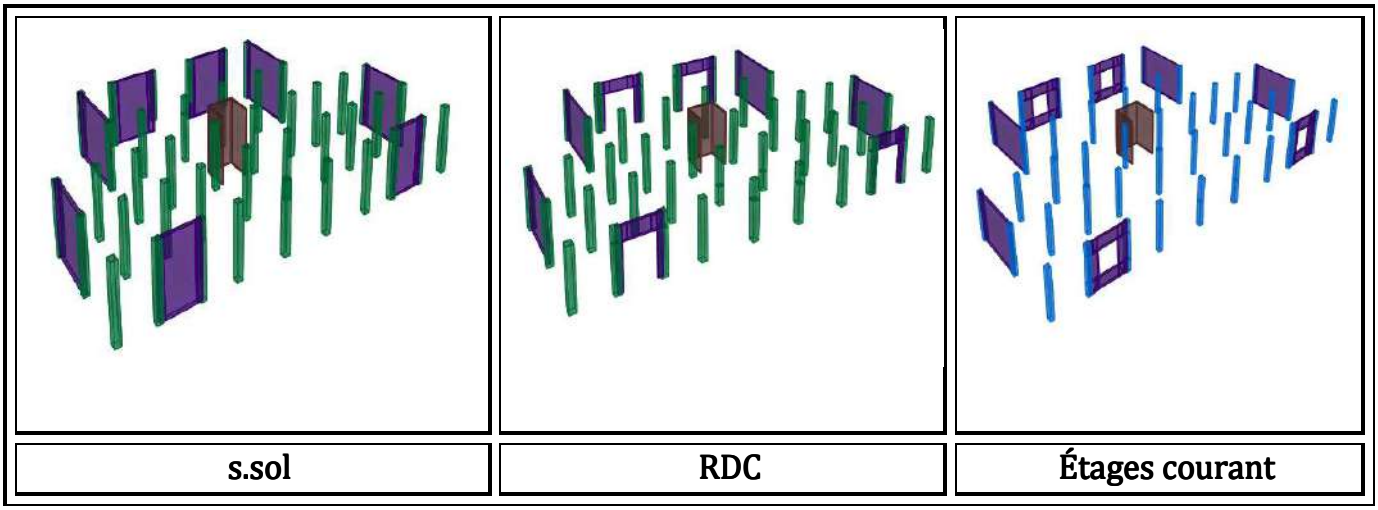


Figure IV-4 : disposition des voiles

Caractéristiques géométriques du modèle

1- Détermination du centre de masse et centre de torsion

Les valeurs de centre de masse et centre de torsion sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Calcul centre de masse et centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH1	37.03	0.0054	0.0054	15.50	7.09	614.72	15.50	7.12
DIAPH2	34.18	0.5889	7.6012	15.50	9.34	5455.45	15.50	8.36
DIAPH3	31.12	0.9604	9.0468	15.43	9.31	5423.30	15.51	8.39
DIAPH4	28.06	0.9845	9.5249	15.48	9.32	5469.54	15.50	8.39
DIAPH5	25.00	0.5290	7.6253	15.50	9.34	5512.13	15.50	8.39
DIAPH6	21.94	0.5725	7.9085	15.48	9.38	5561.27	15.50	8.38
DIAPH7	18.88	0.5661	7.6624	15.50	9.36	5610.40	15.50	8.38
DIAPH8	15.82	0.6200	7.7163	15.50	9.18	5666.09	15.50	8.38
DIAPH9	12.76	1.0619	8.1048	15.48	9.07	5721.78	15.50	8.38
DIAPH10	9.70	1.1879	9.2513	15.38	9.00	5934.89	15.50	8.42
DIAPH11	5.62	2.2362	13.1802	15.48	9.40	7694.42	15.49	9.06

2-Excentricité

Les valeurs des excentricités sont représentées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV-7 : calcul d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_R(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_R(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
+37.03	15.50	15.50	0.00	7.12	7.09	0.03
+34.18	15.50	15.50	0.00	8.36	9.34	0.98
+31.12	15.51	15.43	0.08	8.39	9.31	0.92
+28.06	15.50	15.48	0.02	8.39	9.32	0.93
+25.00	15.50	15.50	0.00	8.39	9.34	0.95
+21.94	15.50	15.48	0.02	8.38	9.38	1.00
+18.88	15.50	15.50	0.00	8.38	9.36	0.98
+15.82	15.50	15.50	0.00	8.38	9.18	0.80
+12.76	15.50	15.48	0.02	8.38	9.07	0.69
+9.70	15.50	15.38	0.12	8.42	9.00	0.58
+5.62	15.49	15.48	0.01	9.06	9.40	0.34

Tableau IV-8 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+37.03	31.00	20.10	1.55	1.005
+34.18	31.00	20.10	1.55	1.005
+31.12	31.00	20.10	1.55	1.005
+28.06	31.00	20.10	1.55	1.005
+25.00	31.00	20.10	1.55	1.005
+21.94	31.00	20.10	1.55	1.005
+18.88	31.00	20.10	1.55	1.005
+15.82	31.00	20.10	1.55	1.005
+12.76	31.00	20.10	1.55	1.005
+9.70	31.00	20.10	1.55	1.005
+5.62	31.00	20.10	1.55	1.005

Tableau IV-9 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+37.03	0.00	1.55	1.55	0.03	1.005	1.035
+34.18	0.00	1.55	1.55	0.98	1.005	1.985
+31.12	0.08	1.55	1.63	0.92	1.005	1.925
+28.06	0.02	1.55	1.57	0.93	1.005	1.935
+25.00	0.00	1.55	1.55	0.95	1.005	1.955
+21.94	0.02	1.55	1.57	1.00	1.005	2.005
+18.88	0.00	1.55	1.55	0.98	1.005	1.985
+15.82	0.00	1.55	1.55	0.80	1.005	1.805
+12.76	0.02	1.55	1.57	0.69	1.005	1.695
+9.70	0.12	1.55	1.67	0.58	1.005	1.585
+5.62	0.01	1.55	1.56	0.34	1.005	1.345

On constate qu'on a pour tous les niveaux une excentricité théorique inférieure à l'excentricité accidentelle donnée par le RPA99, Donc on adopte la valeur de l'excentricité totale, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

IV.4. ETUDE SISMIQUE

IV. 4.1 Choix de la méthode de calcul

IV. 4 .1.1 Introduction

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000V12'.

IV.4.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

Principe de la méthode

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.

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) [2]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ $A = 0{,}25$

b. facteur de correction d'amortissement (η)

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

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense $\rightarrow \eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement (R) [2]

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

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : $R = 5$.

d. facteur de qualité (Q) [2]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : détermination du facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

e. périodes caractéristiques : [2]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

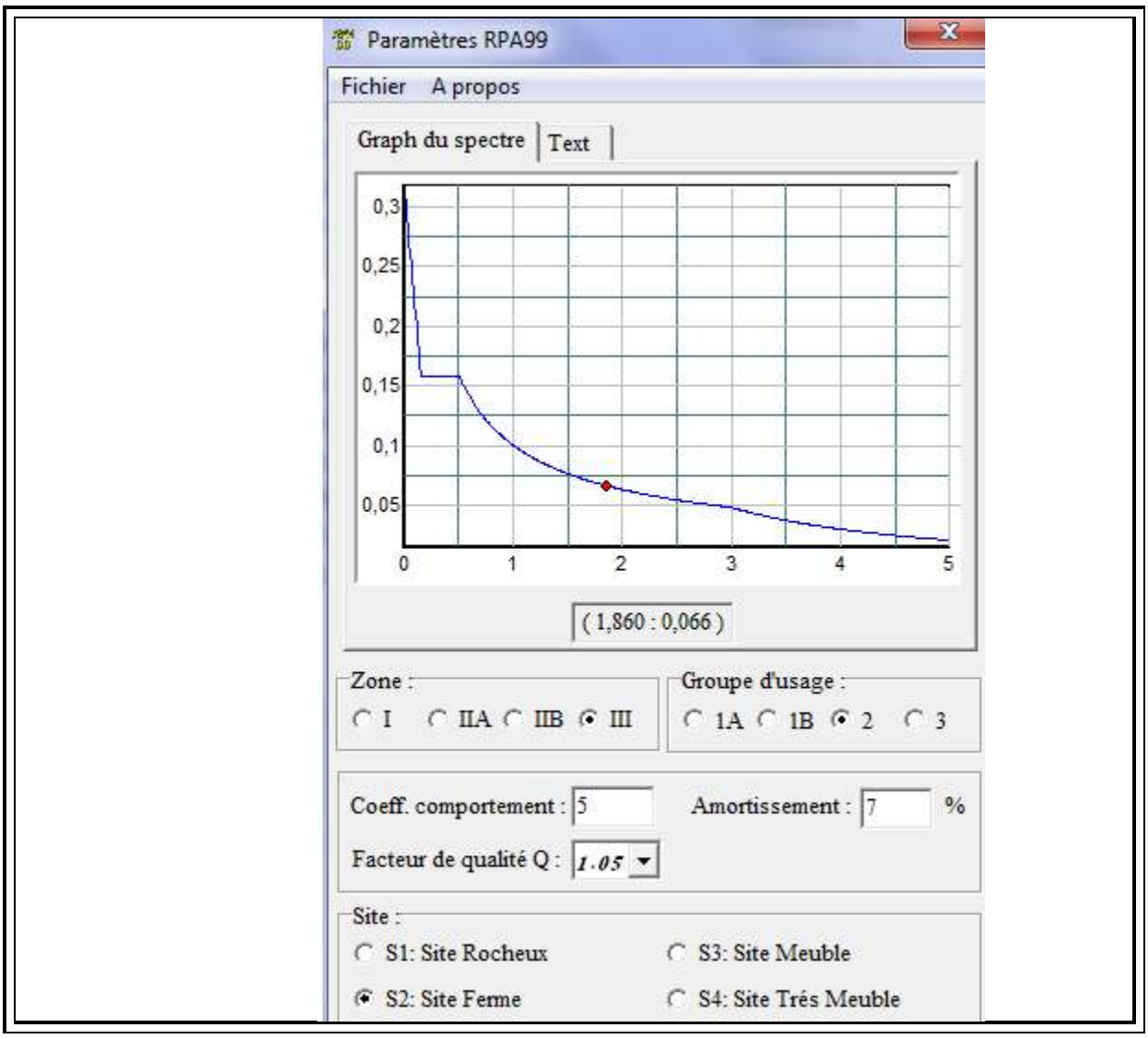


Figure IV-5:spectre de réponse

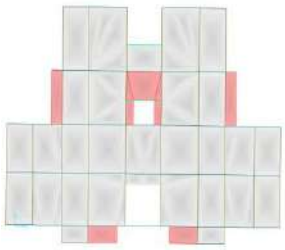
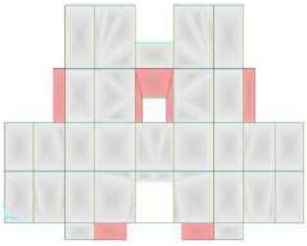
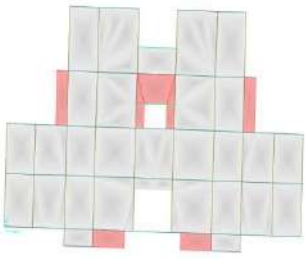
IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique

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

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

➢ **Vérification de comportement**

Tableau IV-11 : Le comportement des trois premiers modes

			
Mode 1	75.01%	0.00%	9.53%
Mode 2	75.01%	72.09%	50.87%
Mode 3	75.67%	72.09%	71.95%
comportement	**translation pure suivant l'axe (x)**	**translation pure suivant l'axe (Y)**	**rotation pure autour de l'axe (z)**

➢ **Vérification de participation massique**

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

Tableau IV-12: Période et facteurs de participation massique

mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0.680378	75.01	0.00
2	0.639622	75.01	72.09
3	0.471332	75.67	72.09
4	0.228005	88.41	72.09
5	0.193279	88.41	84.07
6	0.168502	89.50	84.07
7	0.162283	89.55	89.05
8	0.159637	89.82	89.05
9	0.137341	93.22	89.09
10	0.118437	93.22	89.11
11	0.111333	93.22	89.11
12	0.096802	93.22	93.82

D'après le tableau précédent, on remarque qu'on a une structure un peu rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 12ème mode.

- **Vérification des périodes**

Les valeurs de T, calculées à partir de 'SAP2000V12 'ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions, on utilise les formules :

$$\begin{cases} T=0.09*h_N/\sqrt{D} \text{ ..... (1)} \\ T = C_{T^*} h_n^{3/4} \text{ ..... (2)} \end{cases}$$

- calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de rem-plissage et donné d'âpres (RPA tableau 4.6.)

$$(1)\quad \begin{cases} T_X = 0.60\ s \\ T_Y = 0.73\ s \end{cases} \qquad (2) \Rightarrow \quad \begin{cases} T_X = 0.75\ s \\ T_Y = 0.75\ s \end{cases}$$

Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement (1) et (2).

Tableau I-13 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.60	0.68	0.78	c.v
Y	0.73	0.68	0.95	c.v

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base Vt, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

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

a. Calcul de la force sismique totale [2]

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

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

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone** $A = 0{,}25$

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

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

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

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

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

T : période fondamentale suivant les deux directions pour calculé cette dernière on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ **[2]**

Dx= 1.68

Dy= 1.47

- **R : coefficient de comportement global de la structure** R = 5
- **Q : facteur de qualité** $Q_x=1.05$
  $Q_y=1.05$
- **W : poids total de la structure**

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

B_1 = 0.2 (usage d'habitation)

B_2 = 0.3 (usage commercial)

W= 63394.357kN

Tableau IV-14 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	1.68	1.47	5	1.20	1.20	63394.35	6390.15	5591.38

B .Calcul de la force sismique dynamique

D'après le logiciel qu'on a utilisé (sap2000v12) on a obtenu les résultats suivants :

Vt_x = 5611.976 KN

Vt_y =5679.342 kN

Tableau IV-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	5611.976	5611.976	4489.58	c.v
Y	5679.342	5679.342	4543.47	c.v

- **Vérification de la stabilité au renversement**

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

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

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G * Wi$

$MtY = Y_G * Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de l'étage dans chaque niveau

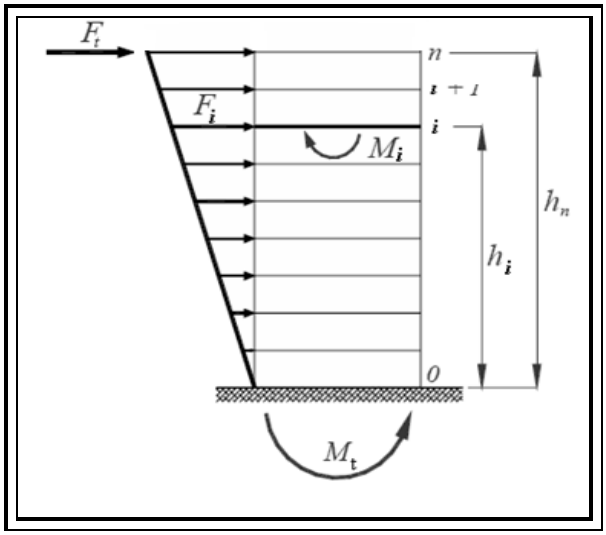


Figure IV- 6: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [2]

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

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

On a :

- TX = 0.60 s → Ft = 0
- TY = 0.73 s → Ft = 290.21 ≤ 1419.83

Donc:

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

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

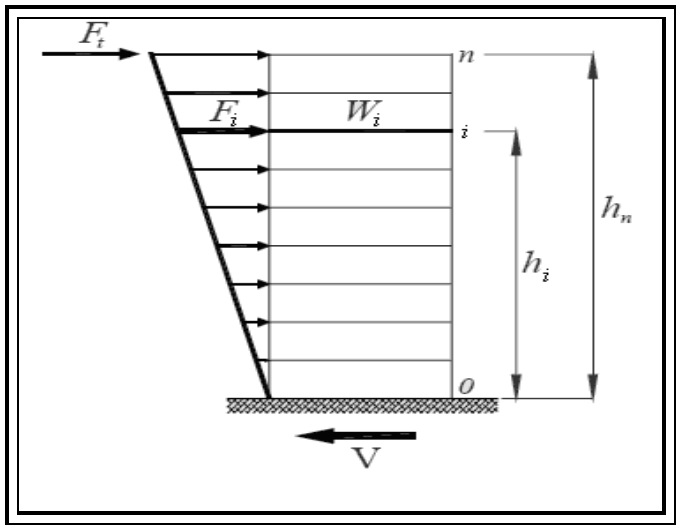


Figure IV-7 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV-16: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αx	(Vx-Ft)	Fix
37.03	614.72	22763.082	0.020	5611.967	109.935
34.18	5458.83	186582.809	0.161	5611.967	901.111
31.12	5430.05	168983.156	0.145	5611.967	816.113
28.06	5476.3	153664.978	0.132	5611.967	742.133
25	5518.88	137972.000	0.119	5611.967	666.343
21.94	5568.02	122162.359	0.105	5611.967	589.989
18.88	5617.16	106051.981	0.091	5611.967	512.183
15.82	5672.85	89744.487	0.077	5611.967	433.426
12.76	5728.54	73096.170	0.063	5611.967	353.022
9.7	5943.68	57653.696	0.050	5611.967	278.441
5.62	7710.17	43331.155	0.037	5611.967	209.270
		1162005.873	1		

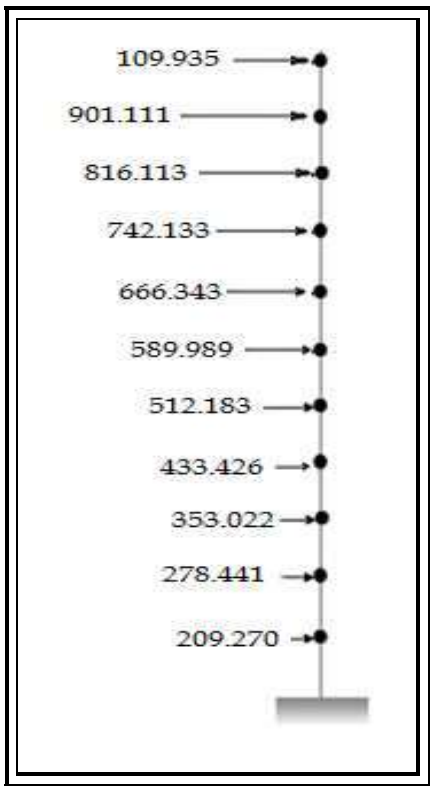


Figure IV-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x)

Tableau IV-17: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αy	(Vy-Ft)	Fiy
37.03	614.72	22763.082	0.020	5389.132	105.570
34.18	5458.83	186582.809	0.161	5389.132	865.331
31.12	5430.05	168983.156	0.145	5389.132	783.707
28.06	5476.3	153664.978	0.132	5389.132	712.665
25	5518.88	137972.000	0.119	5389.132	639.884
21.94	5568.02	122162.359	0.105	5389.132	566.563
18.88	5617.16	106051.981	0.091	5389.132	491.846
15.82	5672.85	89744.487	0.077	5389.132	416.216
12.76	5728.54	73096.170	0.063	5389.132	339.004
9.7	5943.68	57653.696	0.050	5389.132	267.385
5.62	7710.17	43331.155	0.037	5389.132	200.961
		1162005.873	1		

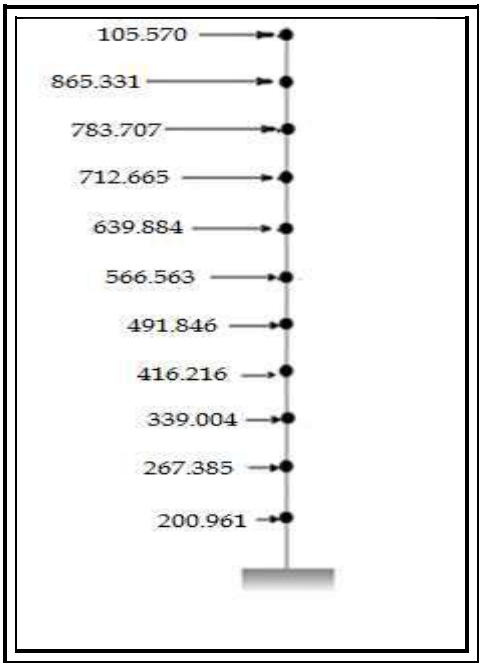


Figure IV-9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y)

b. Moment de renversement

Tableau IV-18 : calcul du moment de renversement

Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox(KN.m)	Moy(KN.m)
37.03	109.935	105.570	4070.893	3909.257
34.18	901.111	865.331	30799.974	29577.014
31.12	816.113	783.707	25397.437	24388.962
28.06	742.133	712.665	20824.252	19997.380
25	666.343	639.884	16658.575	15997.100
21.94	589.989	566.563	12944.359	12430.392
18.88	512.183	491.846	9670.015	9286.052
15.82	433.426	416.216	6856.799	6584.537
12.76	353.022	339.004	4504.561	4325.691
9.7	278.441	267.385	2700.878	2593.635
5.62	209.27	200.961	1176.097	1129.401
			135603.839	130219.421

c. Moment stabilisant

Tableau IV-19 : calcul du moment stabilisant

nivau (m)	Wi (kn)	XG (m)	YG (m)	Mtx	Mty
37.03	614.72	15.5	7.12	4376.806	9528.16
34.18	5458.83	15.5	8.36	45635.819	84611.865
31.12	5430.05	15.51	8.39	45558.120	84220.0755
28.06	5476.3	15.5	8.39	45946.157	84882.65
25	5518.88	15.5	8.39	46303.403	85542.64
21.94	5568.02	15.5	8.38	46660.008	86304.31
18.88	5617.16	15.5	8.38	47071.801	87065.98
15.82	5672.85	15.5	8.38	47538.483	87929.175
12.76	5728.54	15.5	8.38	48005.165	88792.37
9.7	5943.68	15.5	8.42	50045.786	92127.04
5.62	7710.17	15.49	9.06	69854.140	119430.533
				496995.688	910434.799

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

Tableau IV-20 : Vérification de stabilisation

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
496995.688	910434.799	135603.839	130219.421	3.665	6.992	**cv**

La condition est vérifiée ce qui implique que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions soit assurée.

- **Vérification des déplacements**

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **[2]**

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

Δ k limite $= 0.01$ he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV-21 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (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)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+37.03	2.09	10.45	0.9	3.06	**ok**
+34.18	1.91	9.55	0.75	3.06	**Ok**
+31.12	1.76	8.80	0.85	3.06	**Ok**
+28.06	1.59	7.95	0.95	3.06	**Ok**
+25.00	1.40	7	1	3.06	**Ok**
+21.94	1.20	6	1	3.06	**Ok**
+18.88	1.00	5	1.05	3.06	**Ok**
+15.82	0.79	3.95	0.90	3.06	**Ok**
+12.76	0.61	3.05	0.95	3.06	**Ok**
+9.70	0.42	2.10	1.35	4.08	**Ok**
+5.62	0.15	0.75	0.75	5.62	**Ok**
+0.00	0	0			

Tableau IV-22 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (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)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+37.03	1.53	7.65	0.8	3.06	**Ok**
+34.18	1.37	6.85	0.70	3.06	**Ok**
+31.12	1.23	6.15	0.70	3.06	**Ok**
+28.06	1.09	5.45	0.75	3.06	**Ok**
+25.00	0.94	4.70	0.75	3.06	**Ok**
+21.94	0.79	3.95	0.75	3.06	**Ok**
+18.88	0.64	3.20	0.75	3.06	**Ok**
+15.82	0.49	2.45	0.70	3.06	**Ok**
+12.76	0.35	1.75	0.60	3.06	**Ok**
+9.70	0.23	1.15	0.70	4.08	**Ok**
+5.62	0.09	0.45	0.45	5.62	**ok**
+0.00	0	0			

- **Vérification vis à vis de l'effet P-Δ**

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

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

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

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

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

Tableau IV-23: 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
37.03	614.72	109.935	109.935	0.90	0.00135	cv
34.18	6073.55	901.111	1011.047	0.75	0.00131	cv
31.12	11503.6	816.113	1827.160	0.85	0.00172	cv
28.06	16979.9	742.133	2569.292	0.95	0.00224	cv
25	22498.78	666.343	3235.635	1	0.00278	cv
21.94	28066.8	589.989	3825.625	1	0.00334	cv
18.88	33683.96	512.183	4337.808	1.05	0.00431	cv
15.82	39356.81	433.426	4771.234	0.90	0.00469	cv
12.76	45085.35	353.022	5124.255	0.95	0.00655	cv
9.7	51029.03	278.441	5402.697	1.35	0.013	cv
5.62	58739.2	209.270	5611.967	0.75	0.014	cv

Tableau IV-24: 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
37.03	614.72	82.345	82.345	0.80	0.00161	cv
34.18	6073.55	674.956	757.301	0.70	0.00164	cv
31.12	11503.6	611.290	1368.591	0.70	0.00189	cv
28.06	16979.9	555.877	1924.469	0.75	0.00235	cv
25	22498.78	499.109	2423.577	0.75	0.00278	cv
21.94	28066.8	441.918	2865.495	0.75	0.00334	cv
18.88	33683.96	383.639	3249.134	0.75	0.00411	cv
15.82	39356.81	324.647	3573.781	0.70	0.00487	cv
12.76	45085.35	264.423	3838.204	0.60	0.00552	cv
9.7	51029.03	208.560	4046.764	0.70	0.00909	cv
5.62	58739.2	156.749	4203.513	0.45	0.0111	cv

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constat que la structure étudiée est justifiée
vis –à- vis de l'effet P-Δ.

➢ Justification de la largeur du joint [1]

Notre structure comporte un joint de dilation, les blocs voisins doivent être séparés par un joint dont la largeur minimale ($d_{\min}$) satisfait la condition suivante :
$Dmin = (\delta_1 + \delta_2) + 15mm \geq 40mm$

Avec :
(1) et (2) déplacements maximaux calculés au niveau du sommet de chaque bloc.

D'après les résultats des déplacements obtenus, on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau IV-25 : largeur minimale du joint

	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	d_{min} (mm)	$d_{min} \geq 40$ mm	$d_{adoptées}$ (cm)
Suivant (x)	9.5	9.5	205	cv	20
Suivant (y)	6.85	6.85	152	cv	15

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre bloc.

Chapitre V

Ferraillage des Eléments résistants

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en algerie en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E et 1.35G+Q+0.8T
  - E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Situation durable:

- Béton: γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier: γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

Situation accidentelle:

- Béton: γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.48 MPa.
- Acier: γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

V.2.2. Recommandations du R.P.A99

V.2.2.a. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

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

Notre calcul se fera pour quatre portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ Sens longitudinal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton :
  - (b x h) = (**30 x 45**) cm^2
- ✓ Sens transversal: Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton:
  - (b x h) = (**25 x 30**) cm^2.

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	62.34	1.35G+1.5 Q	0.00	4.40	4.62	**3HA14**
		Appui	-118.79	1.35G+1.5 Q	0.00	8.80	9.23	**6HA14**
	Etages	Travée	61.26	1.35G+1.5 Q	0.00	4.30	4.62	**3HA14**
		Appui	-118.56	1.35G+1.5 Q	0.00	8.80	9.23	**6HA14**
	RDC commerce	Travée	87.13	1.35G+1.5 Q	0.00	6.30	7.70	**5HA14**
		Appui	-172.63	1.35G+1.5 Q	0.00	13.40	13.85	**9HA14**
Rive	Terrasse	Travée	28.61	1.35G+1.5 Q	0.00	2.00	3.39	**3HA12**
		Appui	-57.49	1.35G+1.5 Q	0.00	4.00	4.52	**4HA12**
	Etages	Travée	23.60	1.35G+1.5 Q	0.00	1.60	3.39	**3HA12**
		Appui	-47.62	1.35G+1.5 Q	0.00	3.30	4.52	**4HA12**
	RDC commerce	Travée	39.71	1.35G+1.5 Q	0.00	2.80	3.39	**3HA12**
		Appui	-79.96	1.35G+1.5 Q	0.00	5.70	6.79	**6HA12**

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-11.89	G+Q+E_X	0	1.3	5.65	**5HA12**
	Etages	Appui	-14.87	G+Q+E_X	0	1.6	5.65	**5HA12**
	RDC	Appui	-16.54	G+Q+E_X	0	1.8	5.65	**5HA12**
Rive	Terrasse	Appui	-17.84	G+Q+E_X	0	1.9	5.65	**5HA12**
	Etages	Appui	-35.04	G+Q+E_X	0	3.9	6.79	**6HA12**
	RDC	Appui	-39.73	G+Q+E_X	0	4.5	6.79	**6HA12**

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

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$

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

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

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

- ✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:
  - $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
  - $\sigma_s = \dfrac{15\, Mser\,(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min\left[\dfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\text{ MPa} ; 202\text{ MPa}\right] = 202\text{ MPa}$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Travée	45.71	G+Q	4.62	6.64	-	**c.v**
		Appui	-86.87	G+Q	9.23	9.88	-	
	Etages	Travée	44.74	G+Q	4.62	6.50	-	**c.v**
		Appui	-86.12	G+Q	9.23	9.59	-	
	RDC	Travée	62.06	G+Q	7.70	7.50	-	**c.v**
		Appui	-122.15	G+Q	13.85	12.22	-	
Rive	Terrasse	Travée	21.02	G+Q	3.39	3.44	158.89	**c.v**
		Appui	-42.10	G+Q	4.52	6.15	180.30	
	Etages	Travée	17.23	G+Q	3.39	2.82	130.24	**c.v**
		Appui	-34.58	G+Q	4.52	5.07	170.10	
	RDC	Travée	28.32	G+Q	3.39	4.63	165.13	**c.v**
		Appui	-56.85	G+Q	6.79	7.18	198.4	

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	obs
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-10.63	G+Q	5.65	4.34	-	c.v
	Etages	Appui	-10.89	G+Q	5.65	4.45	-	c.v
	RDC	Appui	-13.71	G+Q	5.65	5.60	-	c.v
Rive	Terrasse	Appui	-11.46	G+Q	5.65	4.68	175.80	c.v
	Etages	Appui	-13.75	G+Q	6.79	4.59	122.95	c.v
	RDC	Appui	-22.04	G+Q	6.79	7.37	197.84	c.v

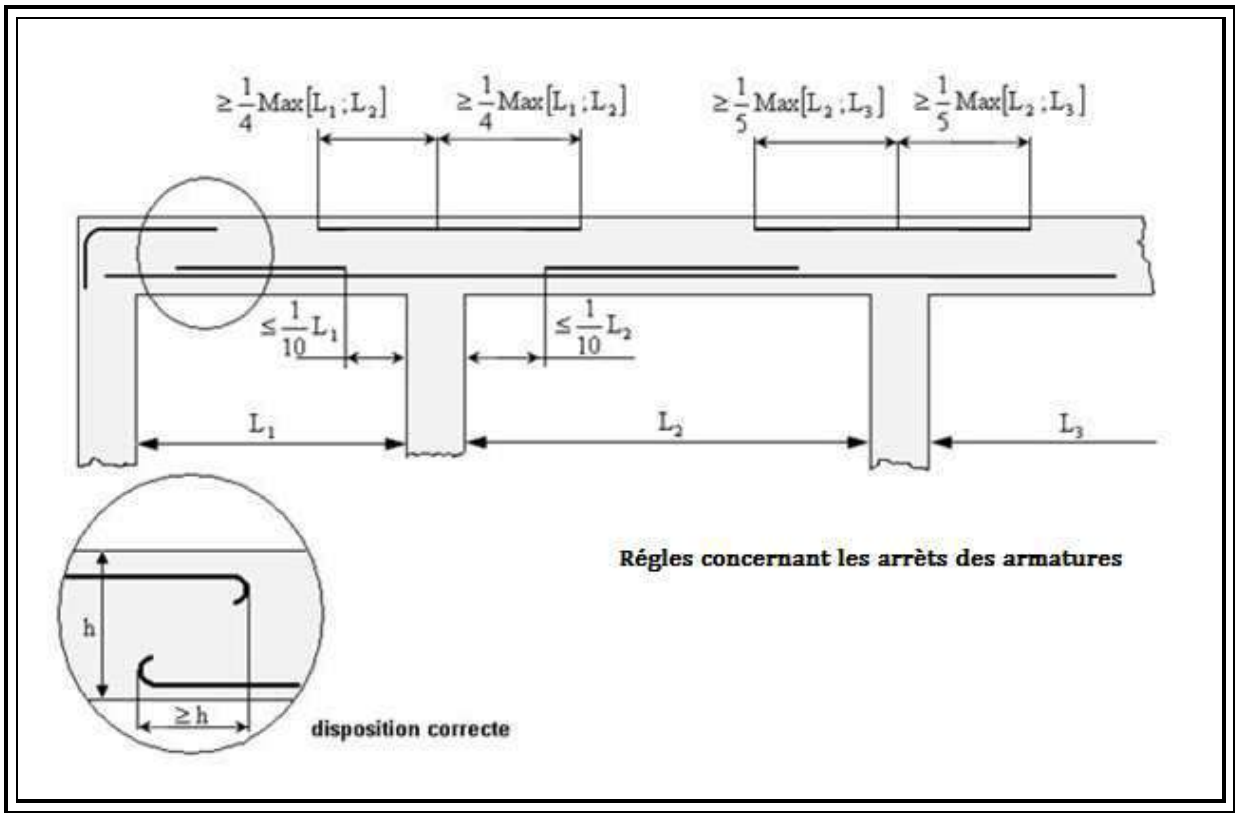


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

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 $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V-5: vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	1.35	6.75	c.v
		appui	13.86			c.v
	Etages	Travée	9.24	1.35	6.75	c.v
		appui	13.86			c.v
	RDC	Travée	12.32	1.35	6.75	C.V
		appui	21.55			C.V
Rive	Terrasse	Travée	6.79	1.35	6.75	c.v
		appui	7.92			c.v
	Etages	Travée	6.79	1.35	6.75	c.v
		appui	7.92			c.v
	RDC	Travée	6.79	1.35	6.75	c.v
		appui	10.18			c.v

Tableau V-6 : vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA et RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	appui	9.05	0.75	3.75	c.v
	Etages	appui	9.05			c.v
	RDC	appui	9.05			c.v
Rive	Terrasse	appui	9.05	0.75	3.75	c.v
	Etages	appui	11.04			c.v
	RDC	appui	11.04			c.v

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau VI-7: Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	123.65	1.35G+1.5Q	1.64	3.34	c.v
	Etage	122.68	1.35G+1.5Q	1.63	3.34	c.v
	RDC	177.83	1.35G+1.5Q	2.37	3.34	
Rive	Terrasse	58.96	1.35G+1.5Q	0.78	2.50	c.v
	Etage	48.88	1.35G+1.5Q	0.65	2.50	c.v
	RDC	43.90	1.35G+1.5Q	0.58	2.50	c.v

Tableau V-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	16.96	G+Q+EX	0.22	4.34	c.v
	Etage	17.68	G+Q+EX	0.23	4.34	c.v
	RDC	21.41	G+Q+EX	0.28	3.3	c.v
Rive	Terrasse	17.52	G+Q+EX	0.23	3.26	c.v
	Etage	30.90	G+Q+EX	0.41	3.26	c.v
	RDC	36.02	G+Q+EX	0.48	3.26	c.v

V.2.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✓ Selon le RPA 99:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d\,; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
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)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×45	2.37	38.25	1.95	11.25	22.5	2.00	10	20	**2.01=4Φ8**
25x30	0.48	24.75	1.05	7.5	15	1.12	7	15	**2.01=4Φ8**

V.2.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

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-11 : Vérification de la flèche des poutres

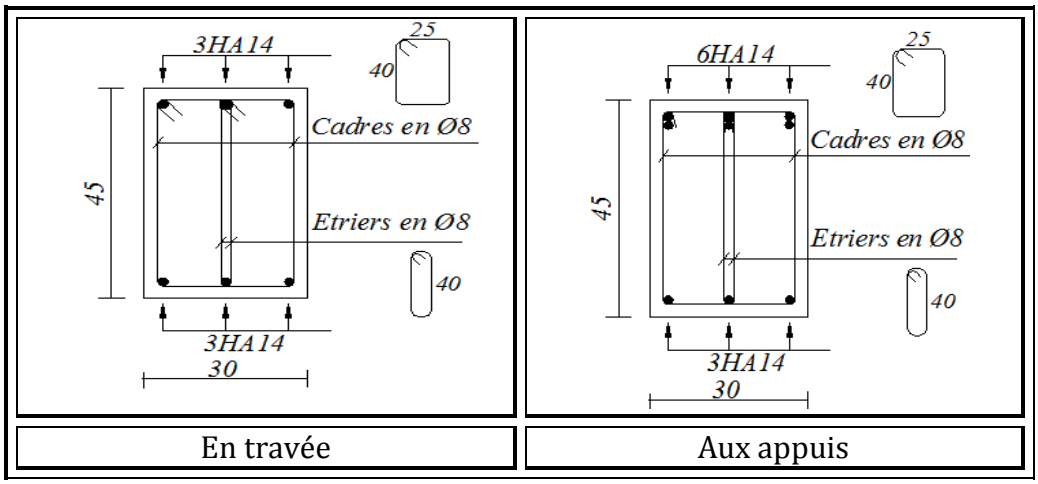
	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.076	0.0625	**c.v**	0.076	0.075	**c.v**	0.0053	0.0105	**c.v**
PS	0.071	0.0625	**c.v**	0.071	0.075	**c.n.v**	0.0034	0.0105	**c.v**

Tableau V-12 vérifications de la flèche

A(cm²)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	μ	y(cm)	I0 (cm4)
3.39	11.20	0.49	134.34	0.226	15.8	6369.85
If i(cm4)	**If v(cm4)**	**Fi(mm)**	**Fv(mm)**	**ΔF(m)**	**F_{adm}(mm)**	**ΔF≤F_{adm}**
35668.01	50559.62	1.72	3.62	1.92	8.4	**Cv**

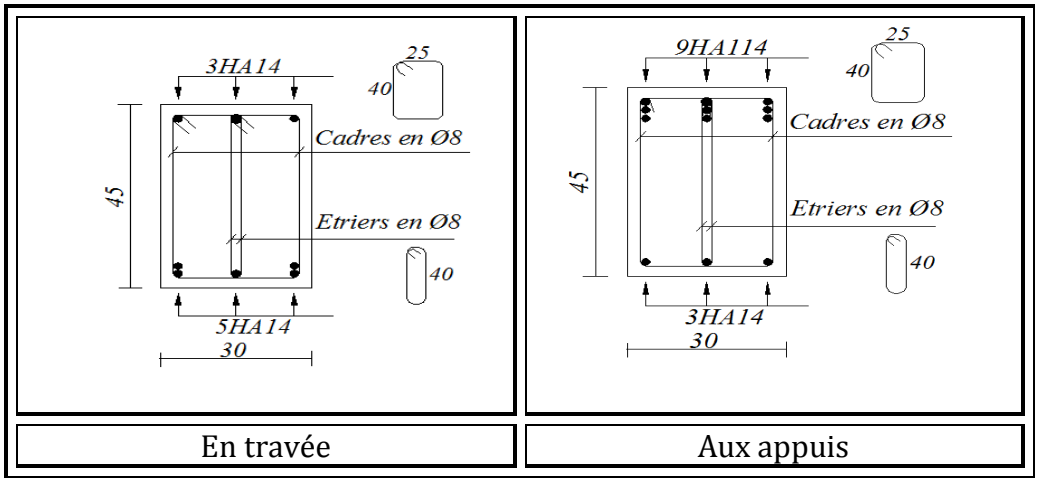
La vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions prises au paravent

- **Ferraillage des poutres principales**



En travée | Aux appuis

Figure V-2 : poutre principale intermédiaire (terrasse+étage)



En travée | Aux appuis

Figure V-3 : poutre principale intermédiaire (RDC)

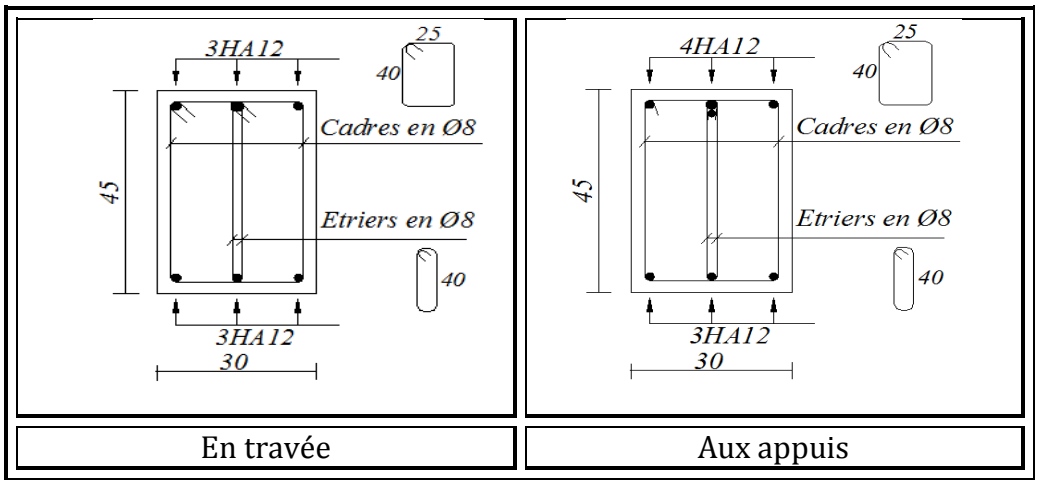


Figure V-4 : poutre principale de rive (terrasse+étage)

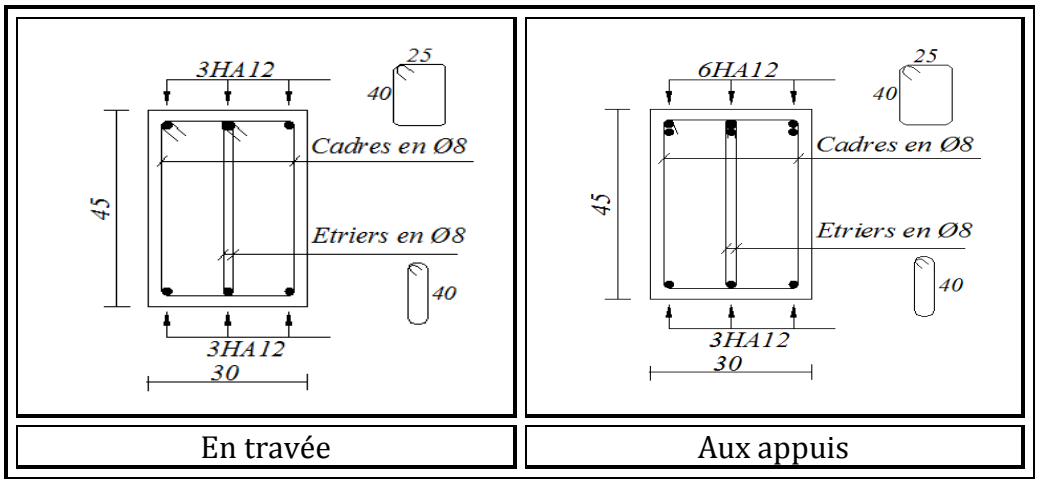


Figure V-5 : poutre principale de rive (DRC)

Ferraillage des poutres secondaires

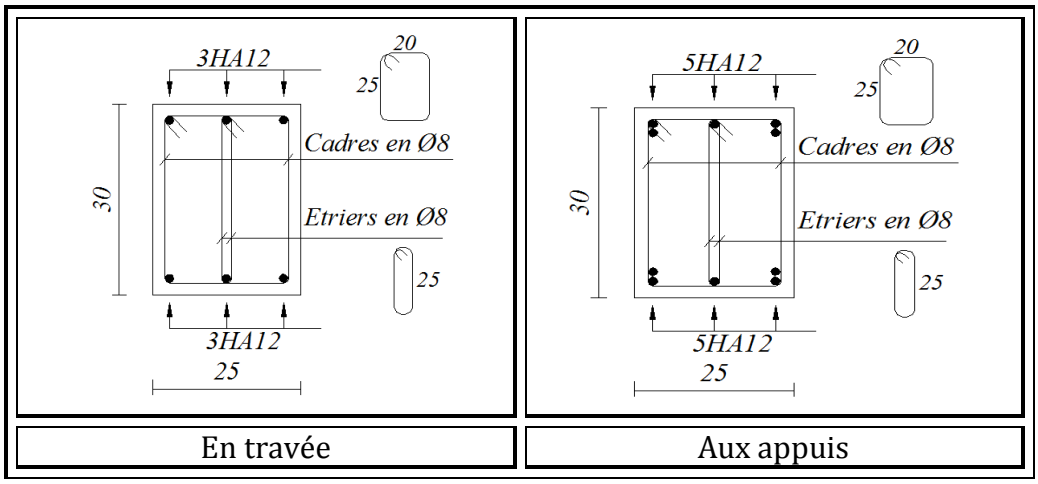


Figure V-6 : poutre secondaire intermédiaire et de rive (terrasse)

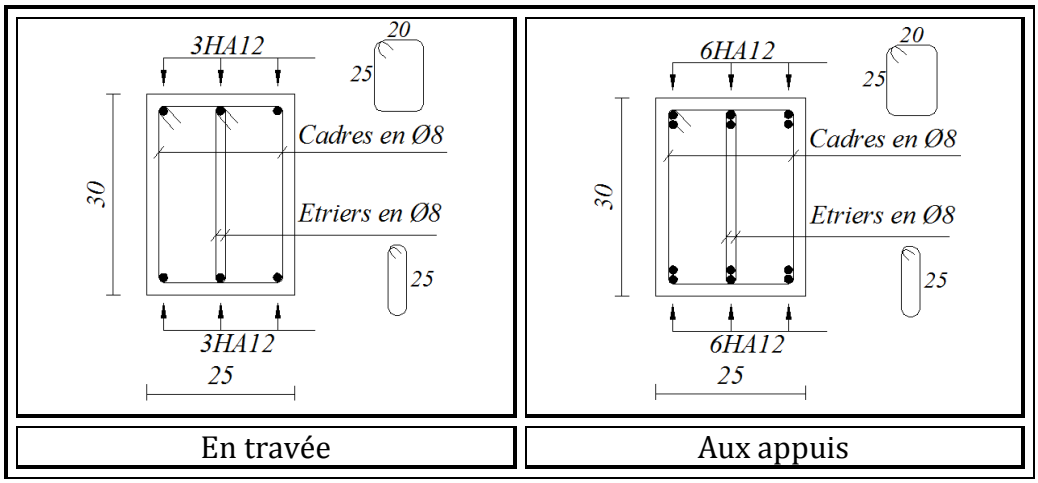


Figure V-7 : poutre secondaire de rive (DRC+étage)

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des 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 déviée composée.

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales

a. Recommandations des règlements

- **Selon le CBA**

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

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

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

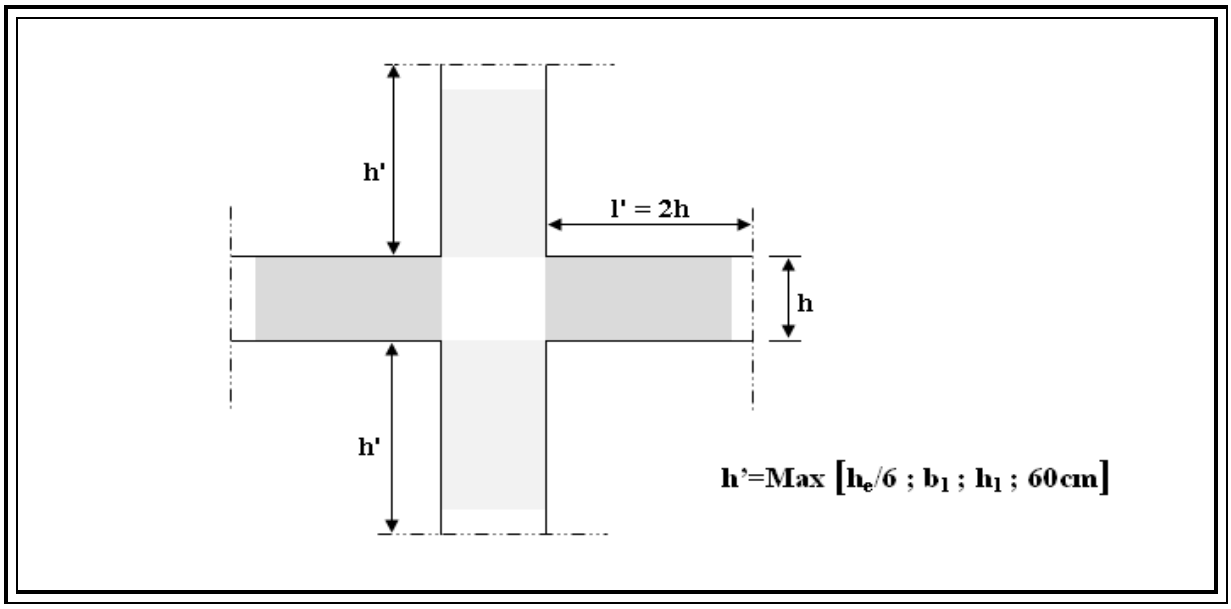


Figure V-8 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

  $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$: En zone courante

  $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

b. Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- 1er cas : (Mmax ; N_{corr}).
- 2eme cas : (Nmax ; M_{corr}).
- 3eme cas : (Nmin ; M_{corr}).

c. Etat limite de stabilité de forme

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

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

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

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

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

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

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

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

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

d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

❖ Situation durable

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

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

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	sec	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
s.sol (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2910.51	-1.15	5.23	durab	1.5	2.5	SPC	22.5	22.5	**8HA20 = 25.13**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	415.31	56.32	6.55	accid	2.5	1.5	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-155.78	4.07	30.62	accid	1.9	2.1	SPC			
RDC (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2405.26	-0.63	23.17	durab	1.5	2.5	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	459.37	197.61	29.61	accid	5.1	0.5	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-100.62	3.11	93.33	accid	1.8	4.5	SPC			
1 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2118.16	-0.29	26.42	durab	1.3	2.3	SPC	18.22	18.22	**4HA20 + 4HA16 = 20.61**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	389.81	167.81	35.61	accid	3.4	0.7	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-31.65	1.33	61.72	accid	0.7	3.4	SPC			
2 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1846.73	0.20	33.41	durab	1.3	2.3	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	332.60	185.42	44.80	accid	6.9	1.0	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	17.41	0.83	71.15	accid	0.2	3.9	SPC			
3 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1580.05	-0.04	26.47	durab	1.2	2.0	SPC	14.4	14.4	**8HA16 = 16.08**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	226.16	134.65	35.70	accid	6.2	1.0	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	51.54	0.82	53.66	accid	0.2	3.0	SPC			
4 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1313.32	0.10	32.18	durab	1.2	2.0	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	178.14	144.18	44.38	accid	7.2	1.3	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	71.37	0.46	57.28	accid	0.2	3.0	SPC			
5 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1052.13	0.00	23.24	durab	0.0	2.8	SPC	11.02	11.02	**8HA14 = 12.32**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	102.17	92.13	31.53	accid	5.6	1.1	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	77.97	0.40	38.23	accid	0.2	2.6	SPC			
6 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	791.79	0.04	27.46	durab	1.1	1.8	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	67.90	93.85	37.33	accid	6.0	1.4	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	68.37	0.26	39.44	accid	0.2	2.6	SPC			
7 (30x30)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	537.97	0.03	17.01	durab	0.9	1.5	SPC	8.01	8.01	**8HA12 = 9.05**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	25.62	51.63	23.15	accid	1.11	4.0	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	25.82	0.15	22.47	accid	0.2	2.2	SPC			
8 (30x30)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	330.47	-0.05	19.51	durab	0.9	1.5	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-0.48	49.95	29.03	accid	3.6	2.0	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-16.57	0.06	12.67	accid	0.0	0.0	SEC			

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

e. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

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

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

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

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-14: vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	sec	$б_b$	$б_s$	véri
s.sol (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2111.06	0.41	-2.72	G+Q	8.04	8.04	SPC	7.4	109.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1517.42	6.43	-10.04	G+Q	8.04	8.04	SPC	5.8	85.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	799.97	-1.60	-5.51	G+Q	8.04	8.04	SPC	2.9	42.8	cv
RDC (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1734.44	-17.63	-8.66	G+Q	8.04	8.04	SPC	6.7	98.5	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1364.22	30.12	-32.76	G+Q	8.04	8.04	SPC	7.1	98.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	696.19	-9.32	-17.21	G+Q	8.04	8.04	SPC	3.3	46.9	cv
1 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1540.02	17.69	17.05	G+Q	7.82	7.82	SPC	8.1	115.5	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1192.88	35.91	-22.69	G+Q	7.82	7.82	SPC	7.6	106.2	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	619.13	-14.55	-13.23	G+Q	7.82	7.82	SPC	3.8	53.7	cv
2 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1342.81	18.66	9.87	G+Q	7.82	7.82	SPC	7.0	99.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1026.78	43.61	-29.79	G+Q	7.82	7.82	SPC	7.7	105.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	536.32	-22.37	-16.45	G+Q	7.82	7.82	SPC	4.0	55.6	cv
3 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1149.09	17.60	7.10	G+Q	6.03	6.03	SPC	7.9	110.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	864.93	34.36	-23.99	G+Q	6.03	6.03	SPC	8.4	114.2	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	450.38	-18.28	-13.24	G+Q	6.03	6.03	SPC	4.5	61.2	cv
4 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	955.33	18.91	2.14	G+Q	6.03	6.03	SPC	6.6	92.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	708.01	41.63	-29.57	G+Q	6.03	6.03	SPC	8.8	116.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	364.61	-22.85	-15.89	G+Q	6.03	6.03	SPC	4.7	62.0	cv
5 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	765.64	16.81	0.08	G+Q	4.62	4.62	SPC	7.2	98.7	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	556.06	29.09	-21.24	G+Q	4.62	4.62	SPC	9.3	120.1	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	280.15	-15.88	-11.39	G+Q	4.62	4.62	SPC	4.9	63.4	cv
4 (35x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	576.56	-1.55	-0.66	G+Q	4.62	4.62	SPC	4.1	60.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	411.26	33.62	-25.03	G+Q	4.62	4.62	SPC	10.2	126.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	50.32	27.46	0.04	G+Q	4.62	4.62	SPC	5.1	46.5	cv
5 (30x30)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	392.25	-1.14	-3.56	G+Q	3.39	3.39	SPC	4.2	61.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	271.61	20.54	-15.67	G+Q	3.39	3.39	SPC	10.4	122	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	19.06	17.01	0.03	G+Q	3.39	3.39	SPC	5.4	41.2	cv
5 (30x30)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	240.46	-1.58	12.06	G+Q	3.39	3.39	SPC	4.8	59	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	139.88	22.37	-17.58	G+Q	3.39	3.39	SPC	12.8	136.6	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-20.46	-0.14	-7.63	G+Q	3.39	3.39	SPC	2.4	90.5	cv

V.2.2.2. Détermination des armatures transversales

a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

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

b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93**

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

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

- **Selon le RPA.99 version 2003 [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

c. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V-15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	situation	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(50x50)	accid	97	0.4	19.00	0.075	1.875	3.26	cv
(45x45)	accid	123.11	0.64	16.00	0.075	1.875	3.26	cv
(40x40)	accid	95.34	0.62	18.00	0.075	1.875	3.26	cv
(35x35)	accid	61.80	0.54	21.20	0.075	1.875	3.26	cv
(30x30)	accid	33.96	0.39	24.90	0.075	1.875	3.26	cv

d. 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 $\emptyset_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

- Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- 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**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

❖ $\mathbf{T_u}$: effort tranchant de calcul.

❖ $\mathbf{h_1}$: hauteur de la section du poteau.

❖ $\mathbf{S_t}$: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$

❖ Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

❖ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda_g = \ell_f / a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \quad \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / (S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{cheminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau V-16 : les armatures transversales et leurs espacements

section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	St_{calcu} (cm)	St_{finale} (cm)	$A_{t\,cal}$ (mm^2)	$A_{t\,min}$ (mm^2)	choisi
(50x50)	97	5.7	2.5	zc	16	12	1.45	1.8	**4Ø10**
				zn	10	8	0.97	1.2	
(45x45)	123.13	4.76	3.75	zc	14	12	3.07	1.62	**4Ø10**
				zn	10	8	2.05	1.08	
(40x40)	95.34	5.35	2.5	zc	16	12	1.78	1.44	**4Ø10**
				zn	10	8	1.19	0.96	
(35x35)	61.80	6.12	2.5	zc	14	12	1.32	1.26	**4Ø10**
				zn	10	8	0.88	0.84	
(30x30)	33.96	7.14	2.5	zc	12	12	0.85	1.08	**4Ø10**
				zn	10	8	0.57	0.72	

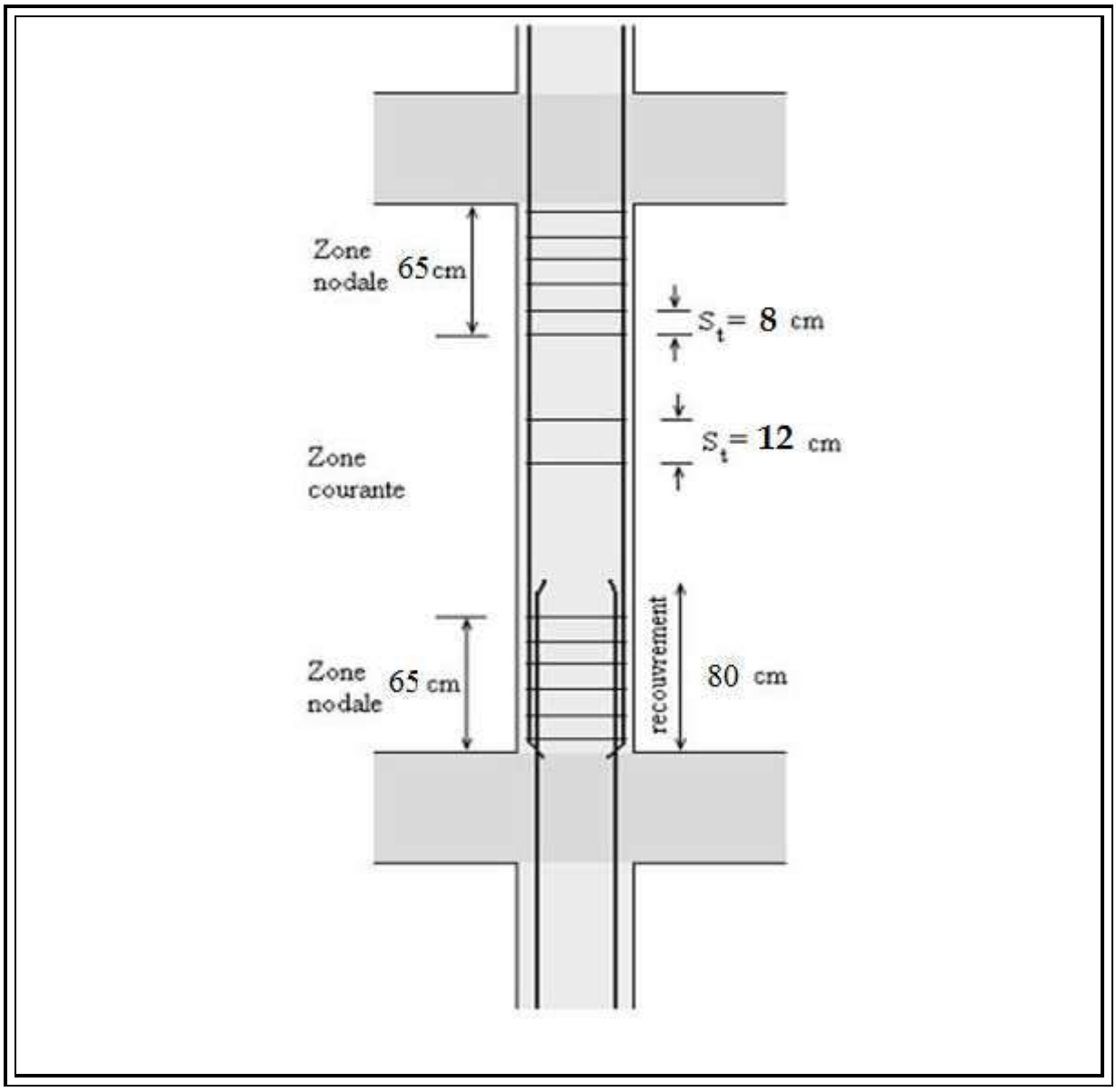


Figure V-9 : Disposition des armatures dans les poteaux

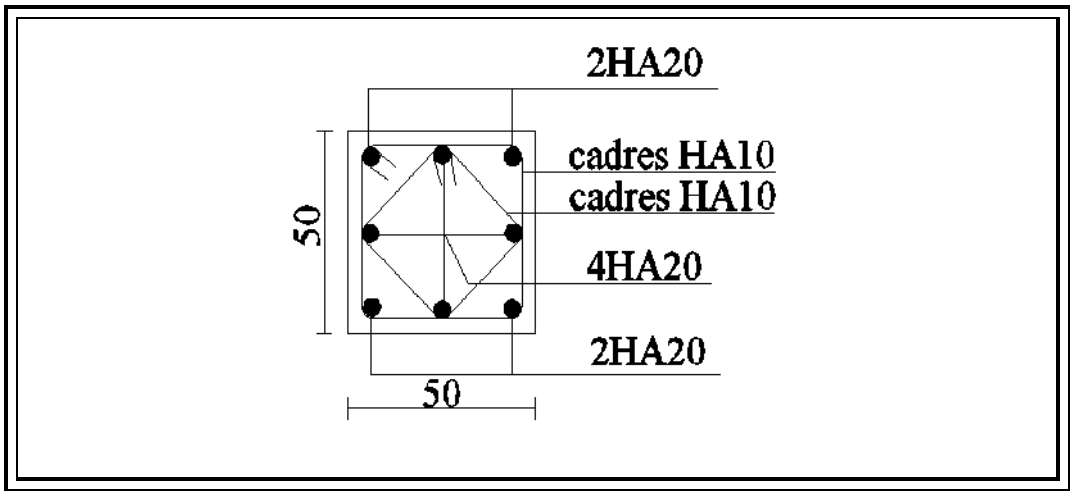


Figure V-10 : Ferraillage des poteaux (50×50)

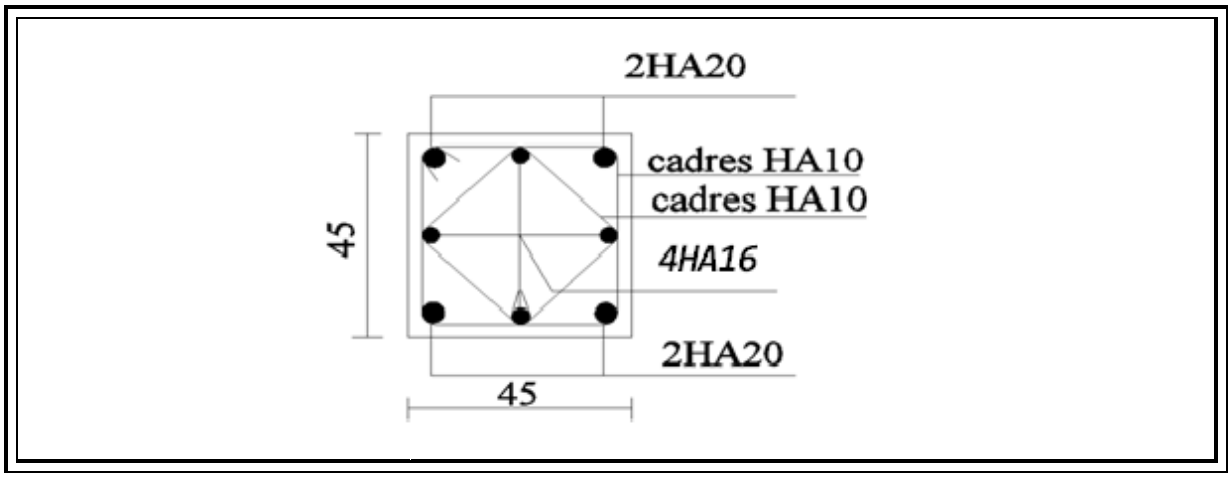


Figure V-11 : Ferraillage des poteaux (45×45)

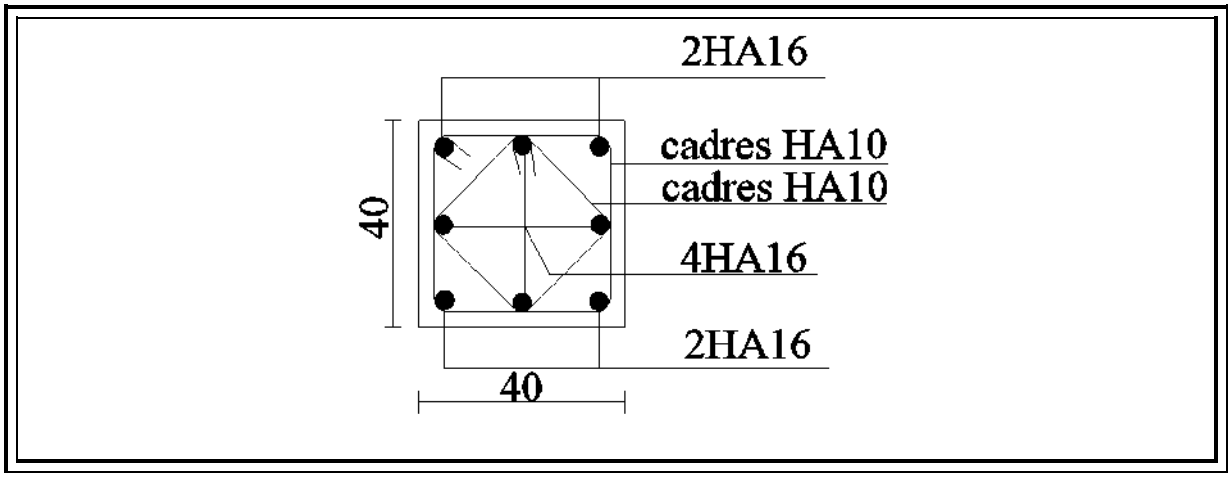


Figure V-12 : Ferraillage des poteaux (40×40)

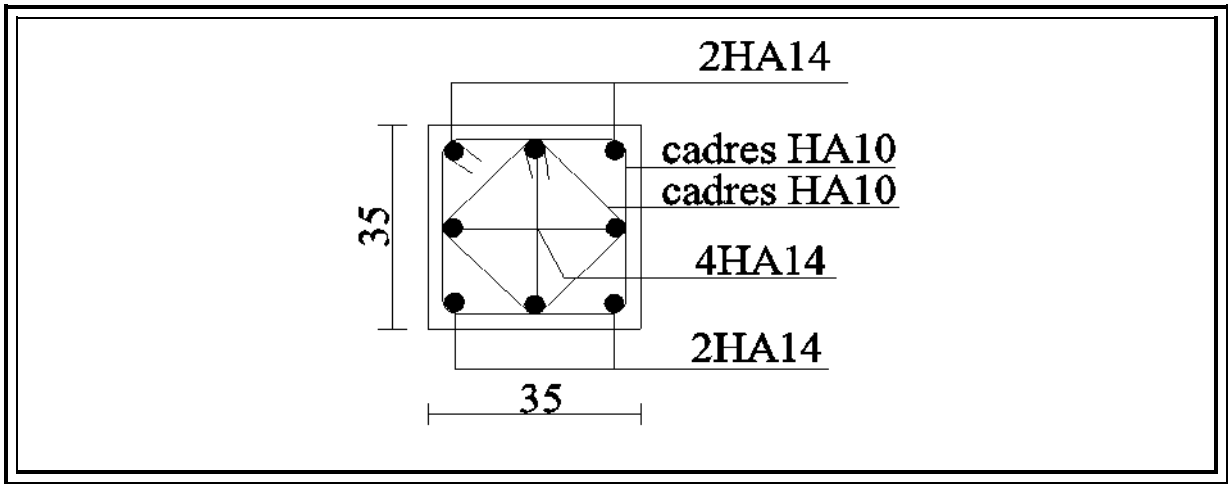


Figure V-13 : Ferraillage des poteaux (35×35)

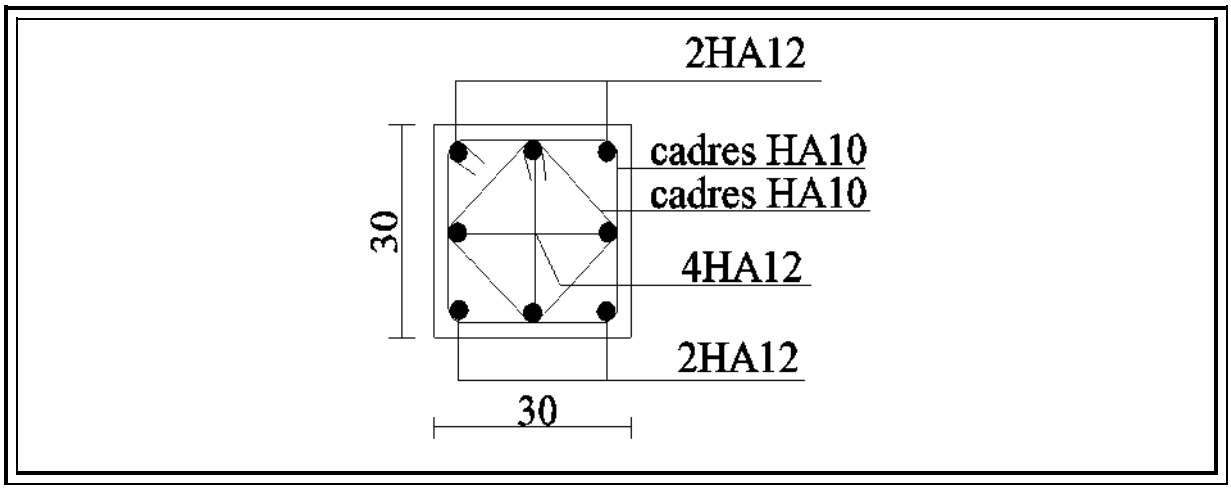


Figure V-14 : Ferraillage des poteaux (30×30)

V.2.3. Ferraillage des voiles

V.2.3.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures

a. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

b. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.2.3.3. Méthode de calcul [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: $S = a.L$

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (la longueur tendue)}$$

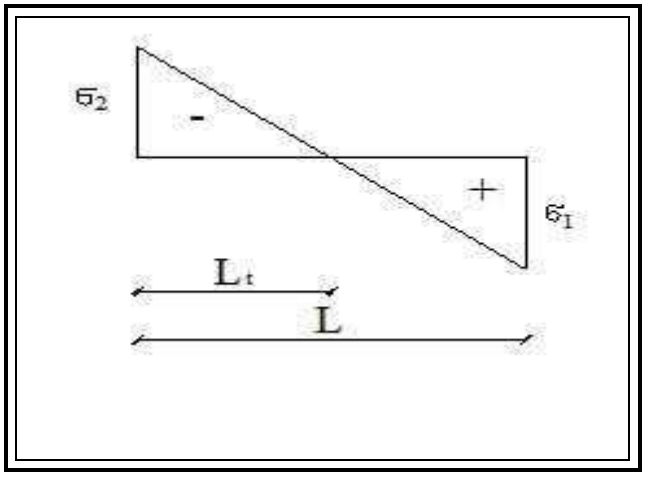


Figure V-15: Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

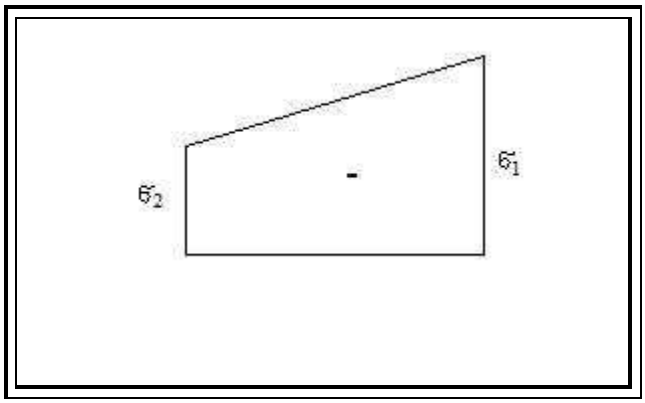


Figure V-16 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

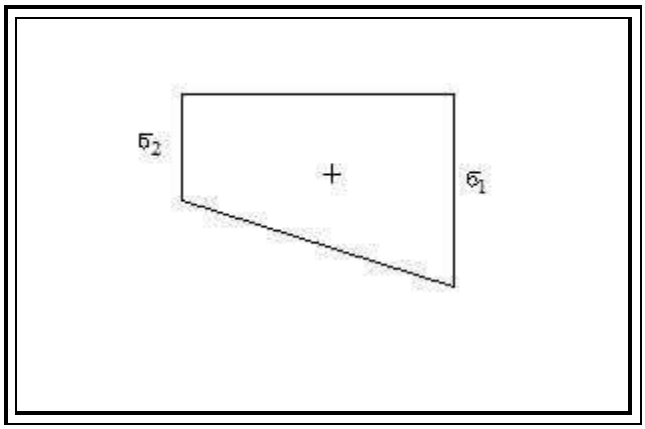


Figure V-17 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.2.3.3.1. Recommandations réglementaires

a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

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:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: 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 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;\,30cm\right]$$

c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

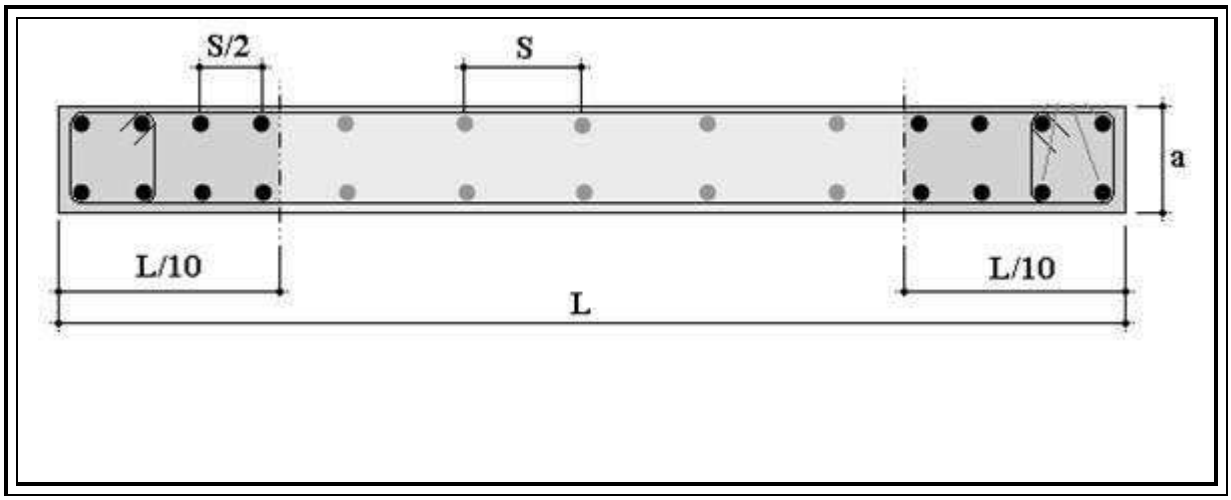


Figure V-18 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.4. les voile plein

a.les armateur verticale

- **Détermination des armatures de résistance**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-17 : calcul des armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	s.sol	V_1	25x280	1652.25	4813.96	acc	S.P.C	22.60	10.50	07.00	20	**2X(15HA14)**
		V_2	25x370	1746.59	5674.28	acc	S.P.C	19.40	13.87	09.25	20	**2X(20HA12)**
(Y)	s.sol	V_1	25x400	1968.13	6221.97	acc	S.P.C	17.50	15.00	10.00	20	**2x(22HA12)**
		V_2	25x535	3560.43	1477.24	acc	S.P.C	31.30	20.06	13.37	20	**2x(30HA12)**
	RDC	V_1	18x400	1529.61	3811.06	acc	S.P.C	16.70	10.80	07.20	20	**2x(22HA12)**
		V_2	18x535	2837.80	6962.36	acc	S.P.C	22.10	14.44	09.63	20	**2x(30HA12)**
	1	V_1	15x405	1345.96	376.97	acc	S.E.C	16.80	09.00	06.00	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x540	2526.60	3939.11	acc	S.E.C	22.20	12.15	08.10	20	**2x(30HA12**
	2	V_1	15x405	1202.55	1681.92	acc	S.E.C	16.80	09.00	06.00	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x540	2529.60	1914.61	acc	S.E.C	22.00	12.15	08.10	20	**2x(30HA12**
	3	V_1	15x410	1059.89	1639.49	acc	S.E.C	17.00	09.22	06.15	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x545	2022.77	2948.72	acc	S.E.C	22.40	12.26	08.17	20	**2x(30HA12**
	4	V_1	15x410	866.32	1041.55	acc	S.E.C	17.00	09.22	06.15	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x545	1680.00	2246.83	acc	S.E.C	22.40	12.26	8.17	20	**2x(30HA12**
	5	V_1	15x415	731.04	972.91	acc	S.E.C	17.20	09.33	06.22	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x550	1424.64	1982.15	acc	S.E.C	22.60	12.37	08.25	20	**2x(30HA12**
	6	V_1	15x415	536.37	709.40	acc	S.E.C	17.20	09.33	06.22	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x550	1062.16	1283.34	acc	S.E.C	22.60	12.37	08.25	20	**2x(30HA12**
	7	V_1	15x420	374.83	597.84	acc	S.E.C	17.40	09.45	06.30	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x555	891.69	1713.85	acc	S.E.C	22.80	12.48	08.32	20	**2x(30HA12**
	8	V_1	15x420	183.86	358.21	acc	S.E.C	17.40	09.45	06.30	20	**2x(22HA12)**
		V_2	15x555	370.63	621.84	acc	S.E.C	22.60	12.48	08.32	20	**2x(30HA12**

- **Vérification à E.L.S**

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-18 : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
(x)	s.sol	V_1	25x280	2355.55	1237.34	G+Q	23.09	5.8	86.6	cv
		V_2	25x370	1861.63	-799.09	G+Q	22.62	3.1	45.5	cv
(Y)	s.sol	V_1	25x400	2152.47	601.53	G+Q	24.88	2.7	41	cv
		V_2	25x535	3141.85	4317.57	G+Q	33.93	5.1	76.7	cv
	RDC	V_1	18x400	1634.56	399.58	G+Q	24.88	4.8	71.7	cv
		V_2	18x535	2485.33	1177.97	G+Q	33.93	3.4	50.9	cv
	1	V_1	15x405	1444.05	376.97	G+Q	24.88	4.8	71.7	cv
		V_2	15x540	2216.01	864.71	G+Q	33.93	3.3	79.3	cv
	2	V_1	15x405	1278.13	455.47	G+Q	24.88	2.9	43.9	cv
		V_2	15x540	1975.41	1004.15	G+Q	33.93	3.4	51.4	cv
	3	V_1	15x410	1162.27	-149.11	G+Q	24.88	1.9	29.2	cv
		V_2	15x545	1791.38	329.75	G+Q	33.93	2.3	34.1	cv
	4	V_1	15x410	962.83	299.83	G+Q	24.88	1.9	28.7	cv
		V_2	15x545	1497.62	688.93	G+Q	33.93	2.3	34.5	cv
	5	V_1	15x415	824.20	194.30	G+Q	24.88	1.5	22.7	cv
		V_2	15x550	1287.02	1117.73	G+Q	33.93	1.1	16.1	cv
	6	V_1	15x415	613.19	523.74	G+Q	24.88	1.8	26.5	cv
		V_2	15x550	960.36	353.74	G+Q	33.93	1.4	24.6	cv
	7	V_1	15x420	432.82	255.69	G+Q	24.88	1.0	15.6	cv
		V_2	15x555	675.50	254.42	G+Q	33.93	1.0	14.5	cv
	8	V_1	15x420	212.36	212.13	G+Q	24.88	0.7	9.8	cv
		V_2	15x555	338.4	260.12	G+Q	33.93	0.6	9.1	cv

b. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V-19 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	h	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
(x)	s.sol	V_1	25	532	1219.57	1.4	5	cv	10	20	19.95	**26HA10**
		V_2	25	532	1202.72	1.4	5	cv	10	20	19.95	**26HA10**
(Y)	s.sol	V_1	25	517	928.14	1.08	5	cv	10	20	19.38	**25HA10**
		V_2	25	517	1424.22	1.6	5	cv	10	20	19.38	**25HA10**
	RDC	V_1	18	363	689.05	1.64	5	cv	10	20	9.80	**18HA10**
		V_2	18	363	1180.54	2.80	5	cv	10	20	9.80	**18HA10**
	1	V_1	15	261	177.25	0.70	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	912.69	3.60	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	2	V_1	15	261	465.88	1.85	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	912.14	3.60	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	3	V_1	15	261	486.31	1.93	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	751.89	2.98	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	4	V_1	15	261	387.85	1.54	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	600	2.38	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	5	V_1	15	261	386.22	1.53	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	578.71	2.30	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	6	V_1	15	261	287.51	1.14	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	416.16	1.65	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	7	V_1	15	261	246.16	0.97	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	342.15	1.36	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
	8	V_1	15	261	123.31	0.50	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**
		V_2	15	261	146.44	0.58	5	cv	8	20	5.87	**13Ø8**

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 $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V-20 : diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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 :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

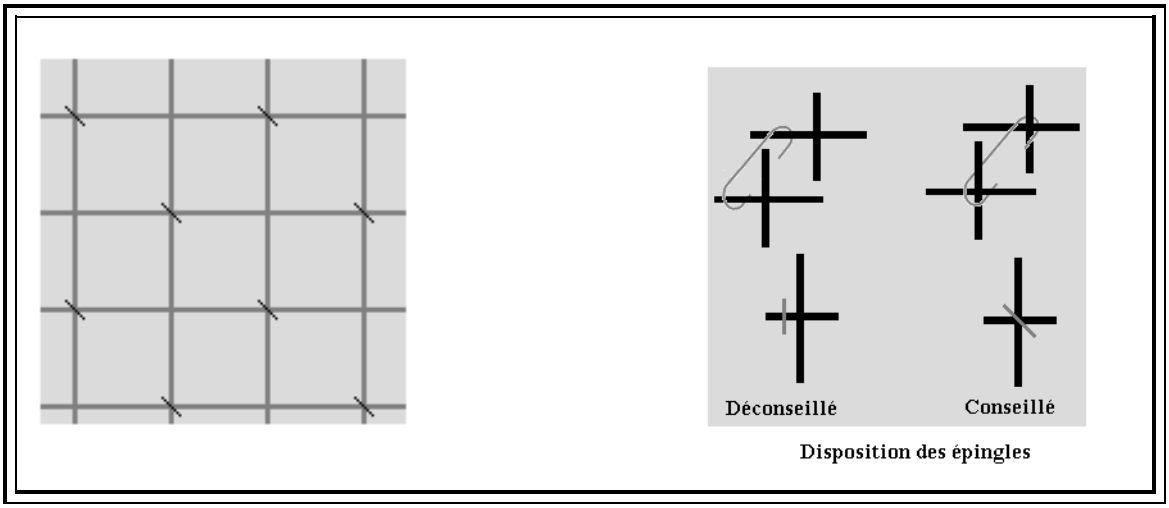


Figure V-19 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.2.3.4. les voile avec ouverture

a.les trumeaux

- **Las armateurs verticaux**

Tableau V-21 : calcul des armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	RDC	V_1	18x40	465.79	346.83	acc	S.P.C	1.75	1.08	0.72	10	**2x(3HA12)**
		V_2	18x85	398.07	439.32	acc	S.P.C	4.22	2.30	1.53	10	**2x(4HA12)**
	1	V_1	15x80	394.72	160.02	acc	S.P.C	3.80	1.80	1.20	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x120	344.84	209.92	acc	S.P.C	5.40	2.70	1.80	20	**2x(6HA12**
	2	V_1	15x80	352.43	136.75	acc	S.P.C	3.80	1.80	1.20	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x120	316.66	160.04	acc	S.P.C	5.40	2.70	1.80	20	**2x(6HA12**
	3	V_1	15x82.5	350.18	152.12	acc	S.P.C	3.90	1.85	1.23	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x122.5	321.95	180.77	acc	S.P.C	5.50	2.75	1.83	20	**2x(6HA12**
	4	V_1	15x82.5	301.71	128.62	acc	S.P.C	3.90	1.85	1.23	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x122.5	291.45	143.13	acc	S.P.C	5.50	2.75	1.83	20	**2x(6HA12**
	5	V_1	15x85	286.32	139.08	acc	S.P.C	4.00	1.91	1.27	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x125	278.46	156.49	acc	S.P.C	5.60	2.81	1.87	20	**2x(6HA12**
	6	V_1	15x85	230.08	107.87	acc	S.P.C	4.00	1.91	1.27	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x125	233.29	117.64	acc	S.P.C	5.60	2.81	1.87	20	**2x(6HA12**
	7	V_1	15x87.5	185.59	99.89	acc	S.P.C	4.10	1.86	1.31	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x127.5	190.70	11.18	acc	S.E.P	5.70	2.86	1.91	20	**2x(6HA12**
	8	V_1	15x87.5	90.05	64.31	acc	S.P.C	4.10	1.86	1.31	20	**2x(4HA12)**
		V_2	15x127.5	101.60	72.56	acc	S.P.C	5.70	2.86	1.91	20	**2x(6HA12**

- **Las armateurs horizontaux**

Tableau V-22 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	h	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
(x)	RDC	V_1	18	378	212.68	0.34	5	cv	10	20	10.20	**18HA10**
		V_2	18	378	270.62	0.44	5	cv	10	20	10.20	**18HA10**
	1	V_1	15	276	71.89	0.20	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	111.90	0.30	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	2	V_1	15	276	49.80	0.13	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	96.01	0.25	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	3	V_1	15	276	70.04	0.18	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	115.56	0.31	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	4	V_1	15	276	54.89	0.14	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	94.40	0.25	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	5	V_1	15	276	65.48	0.17	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	110.03	0.29	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	6	V_1	15	276	48.90	0.13	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	86.73	0.23	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	7	V_1	15	276	50.05	0.13	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	86.18	0.23	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
	8	V_1	15	276	30.35	0.0081	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**
		V_2	15	276	68.18	0.018	5	cv	8	20	6.21	**13Ø8**

b.les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires**

  - **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

  - **Selon le RPA 99**

- ✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage: on devra disposer:
  - Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
  - Des aciers transversaux: A_t
  - Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$= \frac{L}{H}$ { >1 (linteau longe) ; <1 (linteau court)

a. linteau long (>1)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court (<1)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$T = \min(V_1, V_2)$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2Vu$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

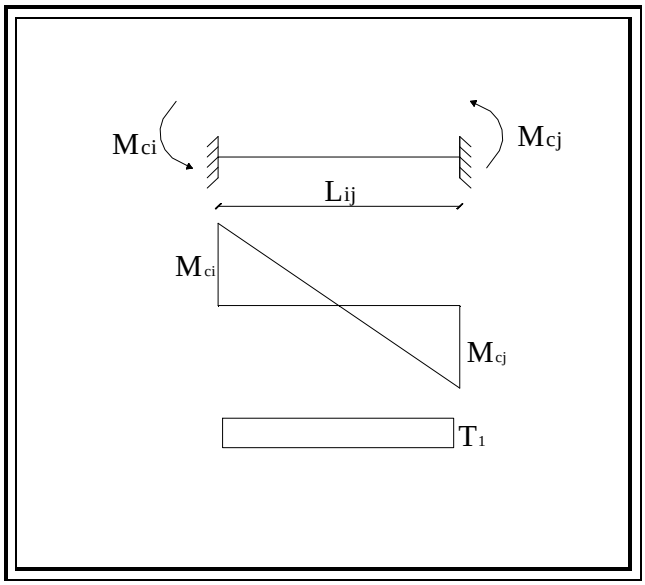


Figure V-20 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

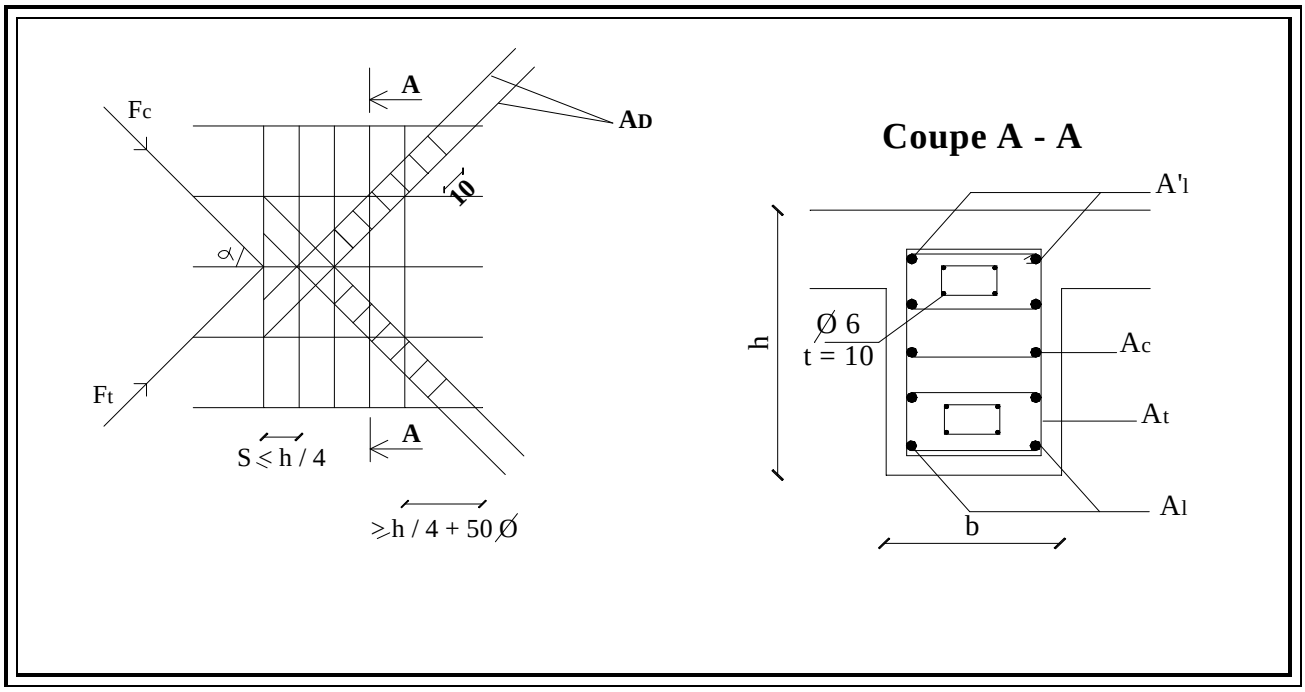


Figure V-21 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0.15\% b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\ \%\ b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

➢ **Calcule de ferraillage**

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

- **Les armateurs longitudinaux**

Tableau V-23 : Calcul de l'armature longitudinale

nivea	S (cm^2)	M(KN.m)	V_U	τ	$\tau_b \leq 1.5$	A_{cal}			A_{min}^{RPA}	$A_{adoptie}$		
						A_D	A_l	A_c		A_D	A_l	A_c
RDC	18x100	25.02	350.98	3.03	non	2.4	0.92	2.56	2.56	**8HA10**	**3HA12**	**4HA10**
étages	15x116	7.60	154.47	1.83	oui	-	0.24	2.49	2.61	-	**3HA12**	**4HA10**

- **Les armateurs transversaux**

Tableau V-24 : Calcul de l'armature transversal

niveau	S	λg	$\lambda g > 1$	T (KN)	S (cm^2)	$A_{t\ cal}$	A_{min}^{RPA}	A_{choi}
RDC	18x250	3.57	Oui	350.98	25x100	2.58	2.56	**12HA10**
Etages	15x180	2.09	Oui	154.47	18x116	0.97	2.61	**9HA10**

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées ,semelles filantes ,radiers.) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux).

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI 3. Connaissance du lieu et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

le rapport du sol relatif à notre terrain donne les informations suivantes :

- Les sols supports proviennent de dépôts alluvionnaires constitués de galate, de gravie de sable et d'alternances argileuses.
- Du point de vue hydrologique nous n'avons pas décelé d'aquifère bien que les conditions lithologique y soient favorables.
- De faible cohésion c=0.10 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 12.08 mm.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est faible.
- Le radier général est l'un des modes les plus appropriés de fondation pour ce site

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à **σ_{sol} = 1.68 bars** avec un ancrage de 1.50m.

VI.4. Choix du type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 1.68 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes
- Radier nervuré
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

(Ss / Sb < 50 %).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \qquad \text{Avec : N = NG + NQ}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.68 bars = 16.8 t/ m^2

VI.4.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 71651.15kN \\ \sigma_{sol} = 1{,}68bars \end{cases}$

On trouve: $s_{nec} \geq 426.50$ m^2

- La surface du bâtiment S_b= 480.18 m^2

- **Verification**

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{426.50}{480.18} = 0.88$$

$$\frac{S_{rad}}{S_b} = 88\ \% > 50\ \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à

envisager un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte Pression apportée par la structure.

2). La réduction des tassements différentiels.

3). Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

4). La facilité de l'exécution.

Donc le sol de la surface du bâtiment peut supporter le poids total de ce dernier.

=> $S_{rad} = S_b = 480.18$ m²

En plus on a la surface de débord (S = 54.60 m^2)

Donc la surface de radie final : $S_{rad} = 480.18 + 54.60 = 534.78\ m^2$

Les dimensions du radier sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous radier.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.4.2. Le Radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

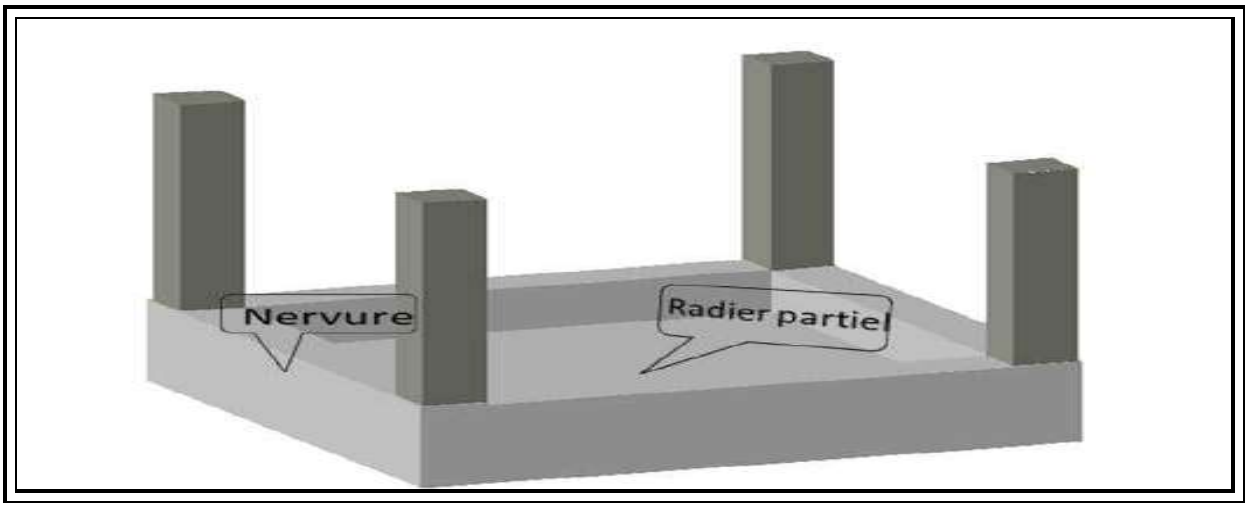


Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré

a) Dimensionnement du radier

En première approximation l'épaisseur de la dalle la du radier est déterminée par la relation

h≥ $\frac{L}{20}$ avec L entre nu de des poutre perpendiculairement en nervures

$$h \geq \frac{L}{20} = \frac{585 - 50}{20} = \frac{535}{20} = 26.75\text{cm}$$

On adopte : h_{rad}=30cm.

b) Ferraillage du radier

La dalle du radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les nervures et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{420}{535} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \textit{panneau travaillant suivant les deux directions}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

- **ELU :** $\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases}$
- **ELS:** $\nu = 0{,}2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases}$

- **Calcul des Charges du radier**

$$q_{rad} = \frac{P_{remplie}+PP+P_{superstructeur}}{S_{rad}}$$

$$q_{rad} = 148.80\ KN/m^2$$

à l'ELU: $q_u=1.35.\ q_{rad}=200.80KN/ml.$
à l'ELS: $q_{ser}= q_{rad}=148.80kN/ml.$

- **Vérification de la surface du radier**

$$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{148.80kN}{1m^2} = O.148\ \text{MPa}$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier}=1.48\ \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 1.68\text{bars}$$

Donc le surface du radier est suffisante.

- **Calcul des moments**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU**

$Mx = \mu x.qu.lx^2 = 0.0671x200.8x\ (4.20)^2 = 237.67$ kN.m.
$My = \mu y.\ Mx = 0.4471x\ 237.67 = 106.26$ kN.m.

En travée:

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x\ 237.67 = 202$ kN.m.
$Mty = 0.85My = 0.85x106.26 = 90.32$ kN.m.

Aux appuis:

$Max = -0.3\ Mx = -0.3\ x\ 237.67 = -71.30$ kN.m.
$May = -0.3\ Mx = -0.3\ x\ 45.43 = -31.88$ kN.m.

- **Détermination des moments à l'ELS**

$Mx = \mu x.qser.lx^2 = 0{,}0731\ x148.80x\ (4.20)^2 = 125.87$ kN.m.
$My = \mu y.\ Mx = 0.5940\ x125.87 = 113.97$ kN.m.

En travée:

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x125.87 = 98.67$ kN.m.
$Mty = 0.85My = 0.85x113.97 = 96.87$ kN.m.

Aux appuis:

$Max = -0.3\ Mx = -0.3x125.87 = -57.56$ kN.m.
$May = -0.3\ Mx = -0.3x113.97 = -34.20$ kN.m.

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance**

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

sens		M (kN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A_{min}^{CBA}	A choisi (cm^2)
Sens (x)	Travée	202	27	20.01	3.00	**10HA16 =20.11**
	Appui	-71.30	27	8.04	3.00	**10HA16 =20.11**
Sens (y)	Travée	90.32	27	9.23	3.00	**8HA16 =20.11**
	Appui	-31.88	27	4.58	3.00	**8HA16 =20.11**

Espacement

$$Esp \leq Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq Min(90cm;33cm) = 33cm$$

Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{10} = 10cm \prec 33cm$$ On prend ***S_t=10cm***

Sens y-y

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5cm \prec 33cm$$ On prend ***S_t=12.5cm***

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est préjudiciable; on vérifie que $\overline{\sigma_b} > \sigma_b$ et $\overline{\sigma_s} > \sigma_s$

Tableau VI-2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{adop}	M_{ser}(kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Sens (x)	Travée	20.11	98.67	199.97	7.78	Oui	Oui
	Appui	20.11	-57.56	116.55	4.53	Oui	Oui
Sens (y)	Travée	20.11	96.87	196.14	7.63	Oui	Oui
	Appui	20.11	-34.20	69.25	2.69	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiées.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 310.30 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 281.12 \text{kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{310.30.10^3}{1000 * 270} = 1.150 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.4.3. FERRAILLAGE DU DEBORD

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

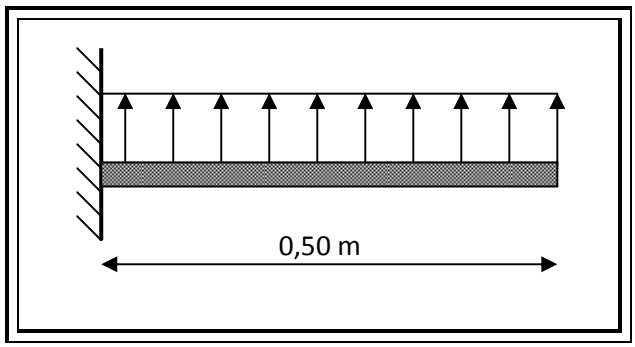


Figure VI.2: Schéma statique du débord

a) Evaluation des charges et surcharges

E.L.U : q_u = 200.8 kN/ml ⟶ Pour une bande de 1m.

E.L.S : q_{ser} = 148.80 kN/ml ⟶ Pour une bande de 1m.

b) Calcul des efforts

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 25{,}10 \text{ kN.m}$$

$T_u = - q_u .L = - 100.4$ kN

- **E.L.S :**

$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 18.60$ kN.m

$T_{ser} = - q_{ser}.L = -74.4$ kN

c)Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m.

Avec : b = 100 cm, h = 30 cm, d = 27 cm

Les résultats du ferraillage sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Ferraillage du débord

$M_u(KN.m)$	d (cm)	μ	β	$A_s(cm^2)$
25.10	27	0.024	0.988	2.70

La section d'armature totale est : $A_s = 2.70$ cm².

- **Condition de non fragilité**

$A_s \geq 0{,}23 .b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23. 100.45.2{,}1/ 400 = 5{,}43$ cm²

Donc on prend $A_s = A_{S\,min} = 5{,}43$ cm²

- Armatures longitudinales : $A_s^{choisit} = 5HA12 = 5{,}65$ cm², esp = 20 cm
- Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1{,}54$ cm² $\Rightarrow A_r = 4HA10 = 2{,}01$ cm², esp = 12.5 cm

d) Vérification des contraintes

- **Contrainte tangentielle**

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167$MPa

$\tau_u = 0{,}037$ MPa $< \tau_{adm} = 1.167$ MPa ……c'est vérifié.

Donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales sauf les armatures de construction.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes

$M_{ser}(KN.m)$	A_{adop} (cm^2)	σs (MPa)	σb (MPa)	observation
18.60	5.65	126.76	2.35	c.v

On remarque que les contraintes dans l'acier et dans le béton sont vérifiées.

Remarque:

Pour des raisons pratique et pour faciliter l'exécution, on optera le même ferraillage du débord que celui de la dalle du radier.

VI.4.3. Nervure

a). Dimensionnement

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule : **[1]**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot l^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}}$$

Avec :
L=4.20 m : la longueur de la nervure.
K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.
Donc : h=79.47cm

Donc : on choisit h=80 cm.
Alors : on a des nervures de 50x80 cm^2.

b). Evaluation des charges

- **À l'ELU**

$$q_u = \frac{\Sigma\, Nu(poteau)}{L} = 313.61\ KN/ml$$

- **À l'ELS**

$$q_{ser} = \frac{\Sigma Nser(poteau)}{L} = 228.22kN/ml$$

c). Calcul des moments

- **À l'ELU**

$$M_a = -\frac{q_u.\ell^2}{12} = \frac{313.61x5.35^2}{12} = \text{-748.02 kN. m}$$

$$M_t = -\frac{q_u\ell^2}{24} = \frac{200.8x5.35^2}{24} = 374.01\text{kN. m}$$

- **À l'ELS**

$$M_a = -\frac{q_{ser}.\ell^2}{12} = \frac{228.22x5.35^2}{12} = \text{-218.73 kN. m}$$

$$M_t = -\frac{q_{ser}\ell^2}{24} = \frac{228.02x5.35^2}{24} = 272.17\text{kN. m}$$

d). Calcul du ferraillage

- **armatures longitudinales**

- **Calcul à l'ELU de résistance**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b.b.d^2}\ ; \quad \text{Si } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$$

Tableau VI-5 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	d (cm)	μ	β	A (cm^2)	Choix
Travée	374.01	72	0.101	0.945	15.80	**8HA20=25.13**
Appui	-748.02	72	0.025	0.986	30.27	**10HA25=49.09**

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI-6 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	M_{ser}	A_{adop}	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	272.17	25.13	5.86	159.55	Oui	Oui
Appui	-544.35	49.09	9.49	169.38	Oui	Oui

➢ **Armatures transversales**

- **Calcul de l'effort tranchant Tu**

$$\mathrm{Tu} = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{313.61\mathrm{x}5.35}{2} = 838.9\ \mathrm{kN.m}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{838.9 * 10^3}{500\,.720} = 2..33\ \mathrm{MPa} < [\tau] = 2.50\ \mathrm{MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale** Sa longueur ℓ_{nodal} =100 cm.
A_t = 4HA10.
S_t = 10cm.

❖ **Zone courante** A_t = 4HA10.
S_t = 20cm.

- **Vérification au non poinçonnement**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, le poteau le plus sollicite est le poteau (B-6)

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0{,}045\ \mu x.\ Fc_{28}\frac{h_{ner}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_x: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du nervure.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$\mu x = 2\ (2\ b + 2.h_{ner})$

b : Dimensions de poteau.

$\mu_x = 2\ (2\times 0{,}5 + 2\times 0.8) = 5.2$ m

$0{,}045\ \mu x.\ f_{c28}\frac{h_{ner}}{\gamma_b} = 0{,}045 \times 5.2 \times 25x10^3 \times 0.8 = 3120$ KN

N = 2111.0 KN

2111.06 ≤ 3120 KN ……(C.V)

VI.5. Calcul des longrines

VI.5.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.5.2. Pré dimensionnement [2]

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm^2.

On adopte : (b x h) = (**30** x **30**) **cm^2**.

VI.5.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}.$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : **α = 12 (**Zone III **;** SiteS2).

VI. 5.4. Ferraillage

- **E.L.U**

$$\boldsymbol{F_U = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{2111.06}{12} \Rightarrow F_U = 175.92\ KN \geq 20\ KN\ (C.V)}$$

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$

On a : $N_u = 2111.06$ KN

Alors : $A_u \geq \frac{2111.06 \text{ X } 10^3}{10\text{x}348} = 606 \text{ mm}^2$

Donc : **A = 6.06cm²**

- **Section minimale donnée par le RPA 99**

$A_r \geq 0.6\,\% \text{ B}$

Alors : $A_r \geq 0.6\,\% \times (25\text{x}30) \Rightarrow A_r = 4.5 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité [1]**

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Alors :} \quad A \geq \frac{(25\times 30)\times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 3.93\,cm^2$$

- **E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa \quad \text{Avec : } N_{ser} = 1988\ KN$$

Alors : $A_{ser} \geq \frac{1988.10^3}{10\times 202} = 9.12\ cm^2$

Résultats

$$A = \max\left[A_u , A_{ser} , A_{RPA} , A_{CBA}\right] = 9.12\ cm^2$$

On adopte : **A = 6 T 14 = 9.24 cm²**

- **Armatures transversales**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\ mm$$

$\Rightarrow \varphi_t$ 8 mm alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- **Espacement [1]**

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ;\ 21cm\right]$$

$$\boldsymbol{s_t = \ 10\ cm}$$

VI.6. étude de mur de soutènement

VI-6-1- introduction

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

1) Murs poids.

2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient un mur de soutènement du 2eme type (Mur en Béton armé), les armatures sont disposées dans les zones tendues, ces murs caractérisées par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

on adoptera un système de drainage pour l'évacuation des eaux; d'après le rapport du sol, l'angle de frottement interne du remblai est $\varphi = 25°$; son poids volumique

γ et de 18 KN /m^3. Et $\delta = (\frac{2}{3})\varphi$

Les matériaux constituants les mus ont les caractéristiques suivantes :

Béton : $Fc28 = 25$ Mpa : $\sigma_{bc} = 14{,}20$: $Ft_{28} = 2{,}1$ Mpa .

acier : fe = 400: $\gamma = 1.15$, $\sigma_s = 348$ Mpa .

La fissuration et préjudiciable.

On réalise une bêche au dessous de la semelle pour éviter et minimiser l'effet du glissement du mur.

VI.6.2.Dimensionnement du Mur

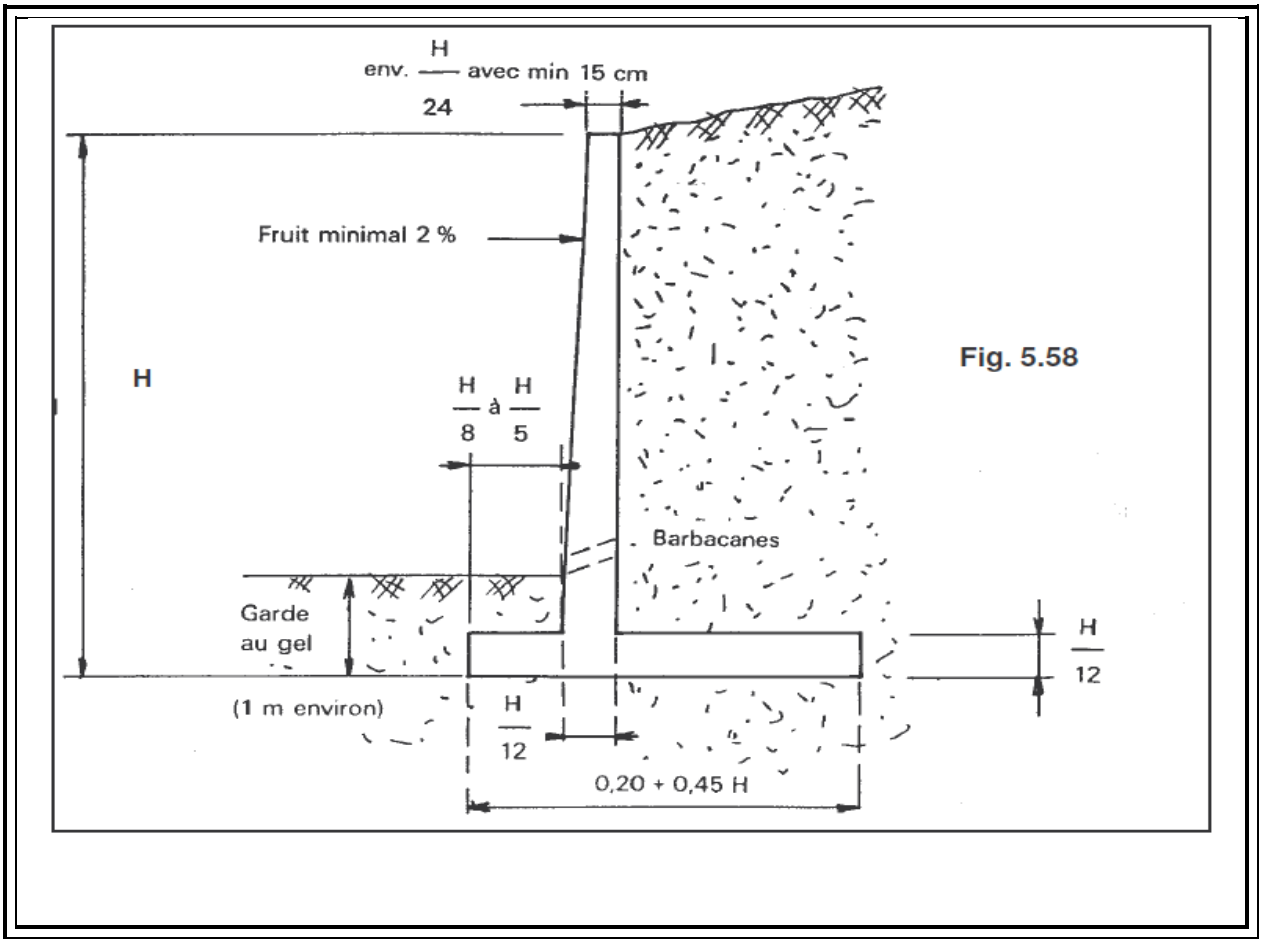


Figure VI.3. Dimensionnes d'un mur de soutènement

h_t: Hauteur totale du rideau = 7.12 m

h': Hauteur de l'ancrage = 1.5 m

L_1: Longueur avant de la semelle en (m) $\approx \frac{H_t}{8}$ à $\frac{H_t}{5}$ on adopte L_1= 1.10 m

L_2: Longueur de la semelle arrière, on adopte L_2 =1.7 m

B :largeur de la semell B =[0.5a 0.7]h= [3.5 a 4.5] **donc B= 4.5 m**

γ_1: Poids volumique des terres avant le rideau = 18 kN/m^3

γ_b : Poids volumique du béton en = 25 kN/m^3

φ : ANGLE de frottement interne= 25°

C : Cohésion des terres = 0.10 bar

es : Epaisseur de la semelle =h_t/12= 0.6 m

er: Epaisseur du rideau = h_t/24= 0.3 m

Le calcul se fait pour une tranche de 1m de largeur

VI.6.3. Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids)

On néglige le poids de la bêche .hy

- **poids du rideau**

P = Poids du rideau en (kN)=h_t er γ_b=106.8 kN.

- **poids de la semelle**

P_2=(L_1 +L_2+er) es γ_b = 51 kN.

- **poids des Terres**

W_1 = Poids des terres avant le rideau =L_1 x h' x γ_1= 29.7 kN.

W_2= Poids des terres derrière le rideau =L_2 x h_t x γ_2= 217.87 kN.

Poids totale : W_{total}= 274.57 kN.

VI.6.4. détermination des efforts de renversement (calcul des poussées)

- **La poussée des terres**

la méthode de Coulomb propose un calcul de la poussé des terres sur le mur de soutènement, elle prend en considération l'angle de frottement entre le mur et le sol .

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Pa= la force active de Coulomb

k_a = le coefficient des pression des terres passives de Coulomb.

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

Avec :

β: d'inclinaison de l'écran sur la verticale. β=90°

φ: angle de frottement interne du sol ,φ=25°

δ : angle de frottement sol structure $\varphi/2 \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$ d'où $\delta = \frac{2}{3}\varphi$, δ=16.67°(raison de paroi interne de rideau rugueux due au coffrage en bois)

α : l'angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai , α=0°

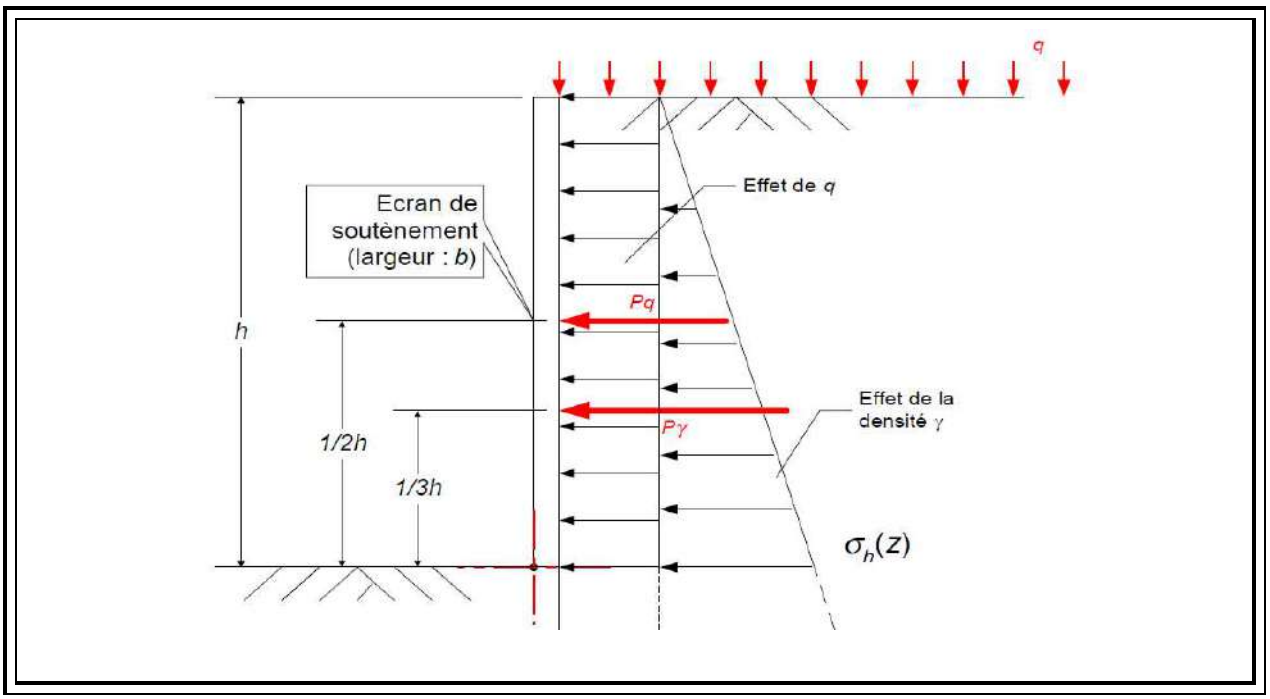


Figure VI.4. La disposition des charges agissant sur le mur de soutènement

k_a=0.40

$P_a = \frac{1}{2} . 0.40.18.(7.12)^2 = 182.5$ kN.

Projection

$P_H = P_a \cos\delta = 174.83$ kN

$P_V = P_a \sin\delta = 52.32$ kN

- **Calcul de la force due à la surcharge**

$F_q = k_a .q.H$ d'où $F_q = 7.12$ kN

Projection ($\alpha = 0°$)

$F_H = F_q \cos \alpha = 7.12$ kN

$F_V = F_q \sin \alpha = 0$ Kn

- **La résultante horizontale**

$R_H = P_H + F_H = 181.95$ Kn

- **La Résultant vertical**

$R_V = P_v + F_{v+} W_{MUR} = 159.12$ kN

VI.6.5. Stabilité interne du mur

- **Ferraillage**

Tableau VI-1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14,2$MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\overline{\sigma_b} = 18,50$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

- **Rideau**

- **Ferraillage à ELU**

1/ Au milieu du voile

$$M_U(3.56) = 1.35\left(\frac{1}{3}. P_a. H + \frac{1}{2}. P_q. H\right) = 306.55 \text{ kN.m}$$

Pour $b = 100$ cm, $h = 60$ cm, $c1 = c2 = 3$ cm, on obtient $Au = 16.92$ cm²

2/ Base du voile

$$M_U(7.12) = 1,35\left(\frac{1}{3}. P_a. H + \frac{1}{2}. P_q. H\right) = 613 \text{ kN.m}$$

Pour $b = 100$ cm, $h = 60$ cm , $c1 = c2 = 3$ cm ,on obtient $Au = 35.50$ cm²

$A_{cal} = 35.50$ cm²

$A_{choisis} =$ **8HA25**$= 39.27$ cm² (St=12cm)

$A_{REP}= \frac{A_{choi}}{4}$ = 9.80 cm^2 = **25HA10**= 19.63 cm^2 (St =25 cm)

- **Semelle**

A fin d'évité le renversement et le tassement ainsi que le glissement en généralise le ferraillage du radier sur la semelle

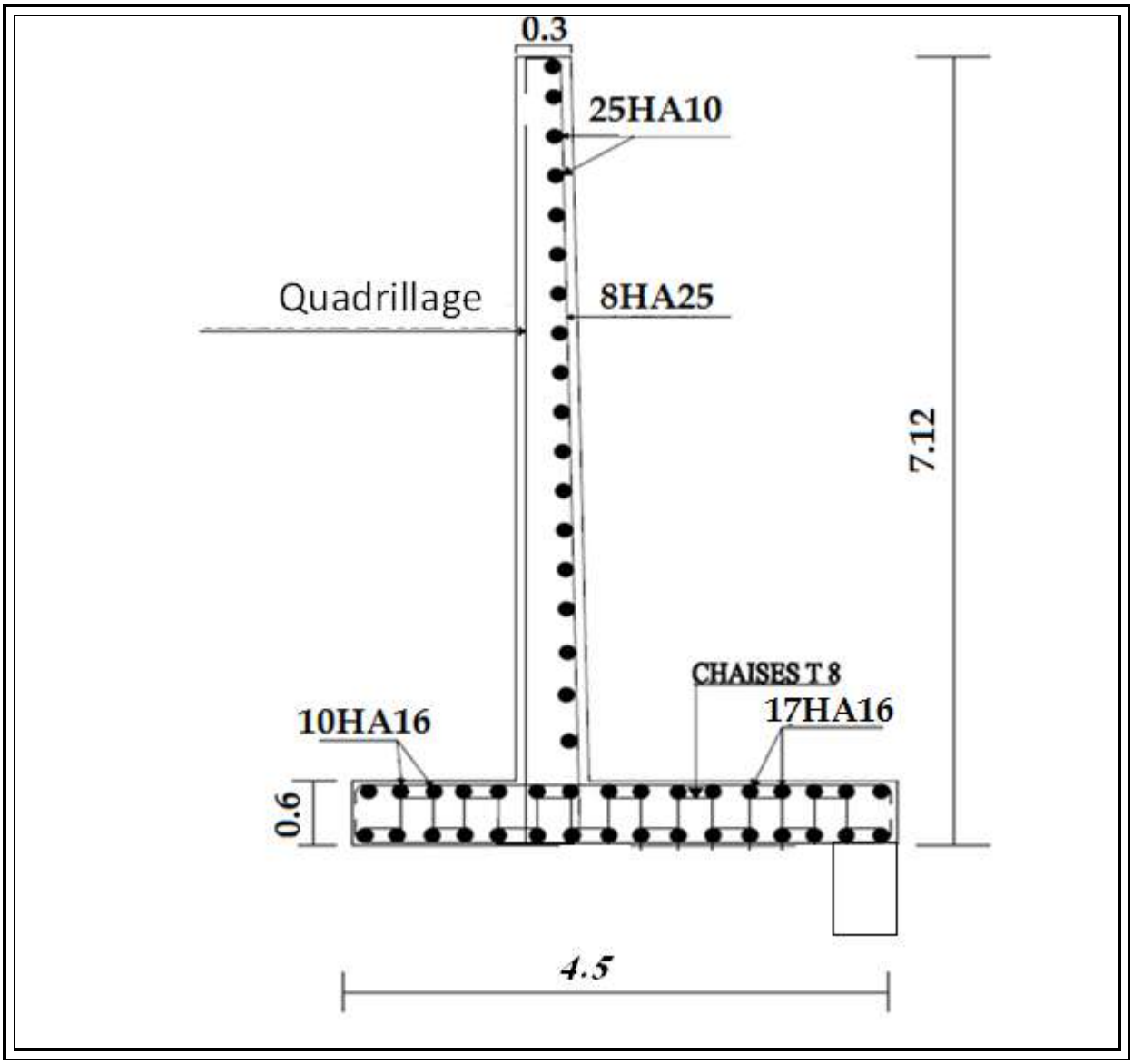


Figure VI-5 : Ferraillage de mur de soutènement

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.

Concernant les fondations du bâtiment, la solution radier général s’est imposée dans notre cas. Son prédimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes sous radier .

Documents réglementaires

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Règlement neige et vent R.N.V 1999 Document Technique Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)

Manuels techniques :

[5] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

Cours de formations

Logiciels :

- **S**tructural **A**nalysis **P**rofessional 2000 version 12
- Expert 2010 + socotec
- AutoCAD 2010