République Algérienne Démocratique et Populaire
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE D[r] : YAHIA FARES DE MEDEA
FACULTE DES SCIENCE DE LA TECHNOLOGIE
Département Génie de la Matière
Filière : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme master en Génie Civil
Option : construction et matériaux

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN (R+7+entre-sol) CONTREVENTÈ PAR DES VOILES EN BÈTON ARMÈ

Etudié par:

M[r]: LAIDI Abdelwahab

M[r]: RAHMOUNE M[ed] Amine

Dirigépar :

Promoteur :Dr DEBIEB Farid

Copromoteur :SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2012

بسم الله الرحمن الرحيم

الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه

سنة ولا نوم له ما في السموات وما في

الأرض من ذا الذي يشفع عنده

إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم

ولا يحيطون بشيء من علمه إلا بما شاء

وسع كرسيه السموات والأرض ولا

يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم

صدق الله العظيم ٢٤ ١٤

Remerciements

Nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant, pour nous avoir permis de présenter ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs Remerciements et notre profonde Gratitude à notre promoteur

Mr SAFIDDINE SALIM pour sa disponibilité et son aide durant tout le déroulement de tout ce projet. Grâce à son dévouement, conseils scientifiques et suivis, nous avons pu mener à terme notre travail.

A tous les enseignants de l'Université, et surtout nos professeurs durant ces années, pour la connaissance que vous avez toujours su nous transmettre et pour votre disponibilité dans la réalisation de ce travail.

Notre bonheur est d'avoir été vos étudiants et permettez-nous de le rester.

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail, et pour l'honneur qu'ils nous font, en acceptant de siéger dans ce jury.

Nous ne saurons conclure sans adresser toute notre gratitude à tous nos professeurs de l'Université Dr YAHIA FARES. Médéa .

A tous ceux qui nous a soutenus de près ou de loin en pensées et prière. Merci.

LAIDI/ RAHMOUNE

Juin 2012

Dédicace

A lumière de ma vie, aux prunelles de mes yeux à ma raison d'être, à vous qui m'avez appris à continuer de marcher vers la lumière nonobstant les aléas de la vie courante, A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, vous dont l'inquiétude exagéré ne décelait que l'amour, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège. A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé.. Que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté. Puisse dieu te permettre de jouir du produit de ton effort.

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A toute la famille laidi et rahmounne

A mes seours ibtissam,mahdia, radia.et nadjia pour les encouragements dont ils m'ont fait signe durant tout le cursus.

A mon binôme et sa famille (rahmoune) qui nous a toujours soutenus et encouragé.

A tous mes amis youcef, ismail, moahame,foad,nini,rachid,cherif .redwan.mahdi.aziz.leyas.et
A toute la click

A mes amis de promotion construction et materiaux -2012 pour tous les moments vécus a leur cotés.

A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière, Merci.

Laidi abdelwahab

Dédicace

Vous qui m'avez amené a ce monde.

Vous qui avez su m'éduquer.

Vous qui avez su tant espérer.

D'un amour sur et attentionné vous m'avez élevé.

Et maintenant il est temps à moi de vous en remercier en vous dédiant ce travail qui est l'accomplissement de longues années d'études :

A vous mes chers parents qui m'avez soutenu tout au long de ma vie pour arriver la ou je suis.

A mon frère YACINE et ma sœur CHAHRAZED qui ont été toujours derrière moi.

A ma sœur NASSIBA, mon beau frère SALIM et mon petit et bien aimé neveu Med NASSIM.

A ma grand-mère que dieu la protège.

A la mémoire de mes grands parents.

A mon oncle SERHANE que j'espère rendre fier.

A ma famille au grand complet (oncles, tantes, cousins et cousines).

A mon binôme et sa famille (NABI) qui nous a toujours soutenus et encouragés.

Et bien sur a mes amis avec qui je partage d'inoubliables souvenirs.

A mes amies de la promotion structures-2011 pour tous les moments vécus a leur cotés.
A tous ceux qui m'ont soutenue de près on de loin en pensées et prière, Merci.

MOHAMED CHAKIB

SOMMAIRE

Chapitre I - *Présentation De L'ouvrage-*

Chapitre II - *Pré-Dimensionnement*

II.1. Introduction :……...8

II .2. Pré-dimensionnement des planchers : ……...8

II.3.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :..... 9

II.3.1. Maçonnerie :…… 9

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :……10

II.3.1.b. Murs extérieurs (double cloison) : ……10

II.3.2. Plancher terrasse :..... 11

a.charges permanentes : ……...11

b.Surcharges d'exploitation :……12

II.3.3. Plancher courant :..... 12

Charges permanentes :……..12

b. Charge d'exploitation :……..13

II .4. Pré-dimensionnement des poutres :..... 13

II.4.1- Pré-dimensionnement :..... 13

II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99(version2003): 13

II.4.3-Poutres principales: 14

II.4.4 -Vérification selon le R .P.A 99(version 2003):..... 14

II.4.5-Poutres secondaires :..... 14

II.4.6-Vérification selon le R .P.A 99 (version 2003):……..14

II.5.Pré-dimensionnement des poteaux :..... 15

II.5.1-Etapes de pré-dimensionnement : 15

II.5.2-Détermination des charges et surcharges……15

II.5.2.a .charges permanentes :……17

II.5.2.b .Charges d'exploitation :……..19

II.5.3- Effort normal de résistance : 21
II.6.Pré-dimensionnement des voiles : 22
II.6.1. Définition :..... 22
II.6.2-prédimentionment des voiles :……23

Chapitre III – *calcul des Des Eléments* secondairs

III .1. L'acrotère: 24
III.1.1. Principe de calcul:…….24
III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:……..24
III.1.3. Détermination des efforts :……25
III.1.4. Calcul de ferraillage:…….25
III.1.5. Vérification à l'état limite de service:……...27
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:……..29
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:……29
III.2. Planchers: 31
III.2.1. Introduction:……..31
III.2.2. Calcul des poutrelles:……31
III.2.2.1Calcul avant coulage:……...31
III.2.2.1-a-Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:……31
III.2.2.1.b- Calcul des moments:……...32
III.2.2.2 Calcul après coulage:……..32
III.2.3.Méthode de calcul:…….33
II.2 .4.Ferraillage des poutrelles :..... 41
III.2.5. Ferraillage de la table de compression : 47
III.3.les dalles pleines.....
III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture……...
III.3.1.1.Principe de calcul……
III.3.1.2. hypothèses de calcul…… ….

III.3.2.Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1)… ……
III.3.2.1. Calcul du ferraillage...……
Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible .....
III.3.2.2. Vérification à l'E.L.S La fissuration est peu nuisible…… ……
III.3.2.3. Condition d'espacement……
III.3.2.4. Vérification au cisaillement...……
III.3.2. 5.Vérification de la flèche [1]...……
III.3.3.Calcul du deuxième type de rupture de la dalle (Type 2) ……
III.3.3.1. Calcul du ferraillage.. ……
III.3.3.2. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible…. ……
III.3.3.3. Condition d'espacement :….. …….
III.3.3.4. Vérification au cisaillement : ……
III.3.3.5.Vérification de la flèche [1]
III.4. ESCALIER.....
III.4.1. INTRODUCTION……..
III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER
III. 4.3.A.2. Evaluation des charges……..
III. 4.3.A.3 Combinaison des charges……..
III. 4.3.A.4 Détermination des sollicitations à l'ELU……
III. 4.3.A.5 Détermination des sollicitations à l'ELS…….
III. 4.3.A.6. Evaluation des charges……..
III. 4.3.A.7.Combinaison des charges……
III. 4.3.A.8.Détermination des sollicitations à l'ELU……
III. 4.3.A.9.Détermination des sollicitations à l'ELS……
III. 4.3.A.2Evaluation des charges
…….**Erreur ! Signet non défini.**
III. 4.3.A.3 Combinaison des charges…….
III. 4.3.A.4.Détermination des sollicitations à l'ELU……
III. 4.3.A.5. Détermination des sollicitations à l'ELS……..
III. 4.3.A.6. Combinaison des charges……..
III. 4.3.A.7 Détermination des sollicitations à l'ELU……
III-3-9 Détermination des sollicitations à l'ELS……..
III. 4.3.A.8. Combinaison des charges……..
III. 4.3.A.9.Détermination des sollicitations à l'ELU……
III. 4.3.A.Détermination des sollicitations à l'ELS……..

III.4.4.1. Calcul du Ferraillage à l'ELU……
III.4.4.3. Vérification à l'E.L.S…….
III.4.4.4.. Vérification de la flèche……
III.5.Etude de la poutre palière.....
III.5.1. Evaluation des charges……..
III.5.2. Calcul des efforts …….
III.5.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :…….
III. 5.4. Vérification à l'ELS :
III. 5.5.Vérification de l'effort tranchant :…….
III.5.6. v
III.5.7
III.5.8.Vérification au voisinage de l'appui:…….
III.5.9. Armatures transversales:……
III.5.10..Vérification du R.P.A 99:……

Chapitre IV *Etude dynamique*

IV.1. Introduction.....
IV.2 .Caractéristiques géométriques de la structure.....
IV.2.1. Centre de masse .....
IV.2.2. Centre de torsion .....
l'acrotère.....
IV.2.3. Excentricité .....
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) .....
IV.2.3.2.Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7].....
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7].....
IV. 3. Choix de la méthode de calcul .....
IV. 3.1. Introduction.....
IV.3.1.1. Méthode dynamique modale spectrale..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique .....
IV.2.c.1. Vérification de comportement.....
IV. 2.c.2. Vérification de participation massique.....
IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement.....
IV. 2.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]
IV. 2.c.5.2. Moment de renversement.....

IV. 2.c.5.3. Moment stabilisant.....
IV. 2.c.6. Vérification des déplacements.....
IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :……
Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V-*Ferraillage Des Eléments Résistants*-

V.1. Introduction .....
V.2.. calcul à l'aide du logiciel (SAP v12).....
V.3. Combinaisons de calcul.....
V. 3.1. États limites de service (E.L.S) .....
V.3.2. Etats limites ultimes (E.L.U).....
V.3.3. Etats limites accidentels (E.L.A).....
V.4. Ferraillage des poutres.....
V.4.1. Recommandation des règlements .....
V.4.2.Calcul des armatures longitudinales.....
V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S .....
V.4.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :
V.4.5Calcul des armatures transversales.....
V.4.6.Vérification de la flèche .....
V.5. Ferraillage des poteaux.....
V.5.1. Recommandation des règlements.....
V.5.2. Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U .....
V.5.2.1.Etat limite de résistance.....
V.5.2.2. Etat limite de stabilité de forme .....
V.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 .....
V.5.3. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ... **Erreur ! Signet non défini.**
V.5.3.1. Contrainte de cisaillement.....
V.5.3.2.Calcul des armatures transversales.....
Tableau V.19 Vérification de la quantité d'armaturestransversales minimale (At/St.b) .....
V.6.Ferraillage des voiles.....
V.6.1. Les voiles pleins .....
V.6.2. Armatures verticales.....
V.6.3. Armatures horizontales.....

V.6.4. Armatures transversales .....
V.6.5. Recommandations pour les voiles .....
V.7. Les linteaux: .....
V.7. 1.Recommandations réglementaires .....
V.7. 1. a.Premiers cas: $\tau \leq 0.06 f_{c28}$ .....
V.7. 1. b.Deuxième cas $\tau > 0.06 f_{c28}$ .....
V.7. 2.Ferraillage minimal: .....
V.7. 4. Les trumeaux .....

CHAPITRE VI-*Etude de L'infrastructure-*

VI -1-Introduction .....
VI-2-Choix de type de fondations .....
VI-2-a-Calcul des surfaces revenant aux semelles : .....
VI.3. Dimensionnement du radier .....
Il y a deux étapes a suivre pour le dimensionnement d'un radier se sont : .....
a. Dalle .....
VI.4.Ferraillage du radier .....
VI.4.a .les paneaux .....
VI.4.a.1.Evaluation des charges .....
VI.4.a.2. Calcul des moments des panneaux .....
VI.4.a.3.Vérification de la contrainte de cisaillement .....
VI.4.b. Nervure .....
VI.4.b.1. Evaluation des charges .....
VI.4.b.2.Calcul des moments .....
VI.4.b.3. Aux appuis .....
VI.4.b.6. Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.b.6.1. armatures longitudinales .....
VI.4.b.6.2. Armatures transversales .....
VI.5. Les longrines .....
VI-6-étude de mur de soutènement .....

VI-6-1- pré-dimensionnement et calcul du mur de soutènement .....
VI-6-1-a- introduction .....

liste des figures

Figure I.1: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU …….4

Figure I.2 : Diagramme contraintes –déformations……..…….6

Figure II.1 : planché à corps creux……9

Figure II.2 : Murs simple cloison…….……10

Figure II.3 :Murs double cloison……10

Figure II.4 : coupe verticale de plancher terrasse……...12

Figure II.5 :type de revêtement dans un étage courant…….13

Figure II.6 : Section réduite du poteau……15

Figure II.7 : Surface revenant au poteau……..17

Figure II-8- Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..……22

Figure II .9 :coupe de voile en élévation……23

Figure III.1**:** L'acrotère……..24

Figure III.2 : Section de béton armé à L'E.L.U……25

Figure III.3 : le détail de ferraillage de l'acrotère……30

Figure III.4 : le schéma statique de la poutrelle……..…….32

Figure III - 5: poutrelle à une seule travée…….33

Figure III - 6 : poutrelle à huit (08) travées ……33

Figure III -7 : poutrelle à neuf (09) travées ……..33

Figure III -9 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant……36

Figure III -10 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS…….37

Figure III -11 : poutrelle à huit (08) travées……...……..37

Figure III.12 : Diagramme des Moment fléchant dans la poutrelle à huit travées……...38

Figure III.13 : Diagramme des Moment fléchant dans la poutrelle à huit travées ELS……39

Figure III -14 : poutrelle à neuf (09) travées ……..39

Figure III.15**:** Diagramme des Moment fléchant dans la poutrelle à neuf travées (ELU) …..40

Figure III.16: Diagramme des Moment fléchant dans la poutrelle à neuf travées (ELS) ….41

Figure III.17:les sections considérées pour le calcul des ferraillages……..41

Figure III.18: les sections considérées pour le calcul des ferraillages(ELU)……..…….42

Figure .III.19.Ferraillage du plancher ……..……47

Figure.III.20: Ferraillage de la table de compression…….48

Figure III.21: Dimensions de l'escalier……...……..49

Figure III.22 : schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U……..…….52

Figure III.23: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant……..…53

Figure III.24 : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S……..……..53

Figure III.25: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant……54

Figure IV.1 : Spectre de réponse……...……70

Figure IV.2: Le comportement des trois premiers modes ……71

Figure IV.3: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...……..75

Figure IV.4: Distribution des forces sismiques……..……...76

Figure IV.5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..77

Figure IV.6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..…78

Figure V.1 : La disposition des armatures dans les poutres principales ……..…94

Figure V.2 : La disposition des armatures dans les poutres secondaires…….……95

Figure V.3 : Disposition des armatures dans les poteaux……...……105

Figure V.4 : Ferraillage des poteaux (30×30)……106

Figure V.5 : Ferraillage des poteaux (35×35)……106

Figure V.6 : Ferraillage des poteaux (40×40)……106

Figure V.7 : Diagramme des contraintes (SPC)……..…107

Figure V.8 : Diagramme des contraintes (SET)…….108

Figure V.9 : Diagramme des contraintes (SEC)…….108

Figure V.10: disposition des armatures verticales dans les voiles…….…….110

Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 20 cm……..…117

Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 20 cm…….117

Figure V.13 : Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 20 cm…….117

Figure V.14 : Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 20 cm……..…118

Figure V.15 : Disposition des armatures dans les voiles V_5 d'épaisseur 20 cm……..…118

Figure V.16 : Disposition des armatures dans les voiles V_6 d'épaisseur 20 cm……..…118

Figure V.17 : Disposition des armatures dans les voiles V_1 d'épaisseur 15 cm……..…119

Figure V.18 : Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur 15 cm……..…119

Figure V.19 : Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur 15 cm……..…119

Figure V.20 : Disposition des armatures dans les voiles V_4 d'épaisseur 15 cm…….……120

Figure V.21 : Disposition des armatures dans les voiles V_5 d'épaisseur 15 cm……120

Figure V.22 : Disposition des armatures dans les voiles V_6 d'épaisseur 15 cm……120

Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré…….……124

Figure.VI.2 : schéma statique de la charge repartie sous le débord de radier…….129

Figure .VI.3-Section rectangulaire du débord……..…130

Figure.VI.4:Diagramme des moments et des efforts tranchant……...130

Figure VI.5. schéma explicative des différents démentions de mur de soudainement…...…132

Figure VI.6. la disposition des charges agissant sur le mur de soutènement …….....134

Figure VI.7:Schéma de l'action des contraintes sur la base de la semelle de mur…….137

Figure VI.8 : Ferraillage de mur de soutènement……...…140

liste des tableaux

Tableau 1-1 Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours……3

Tableau I-2 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU……..6

Tableau II.1 charges permanentes des murs intérieurs...……..…….....…….....11

Tableau II.2 charges permanentes des murs extérieurs…….....….....12

Tableau II.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……..…..……..13

Tableau II.4 charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….....14

Tableau II.4 charges permanentes du logia- balcon……..…15

Tableau II.5 Charges permanentes de chaque étage……...……..21

Tableau II.6 Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.…..……22

Tableau II.7 Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau……..……23

Tableau III.1 : Donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère……..…26

Tableau III.2 : Donne les efforts sur l'acrotère à L'E.L.U et L'E.L.S……..……...27

Tableau III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux……..…….28

TableauIII.4:les charges permanentes et les surcharges d'exploitation des poutrelles…..….....33

Tableau III.5 : Donne les moments statiques des poutrelles…….…....34

Tableau III. 6: Donne les charges, surcharges et efforts aux états limites ultime et de service…….……35

Tableau III.7 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)……..…..39

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……....……..40

Tableau III. 9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)…….41

Tableau III. 10 Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées (ELS)……..42

Tableau III.11Ferraillage des poutrelles a ELU et Vérification a l'ELS…….....…...44

Tableau III.12 Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..45

Tableau III.13 Calcul les actions …….…….51

Tableau III.14 Les valeurs du travail externe……...…….52

Tableau III.15 Les valeurs du travail interne…….52

Tableau III.16 Calcul des sections de la dalle plein à E.L.U……..…….. 53

Tableau III.17 Vérification à l'E.L.S…….....53

Tableau III.18 Vérification au cisaillement…….…..54

Tableau III.19 Calcul les actions ……55

Tableau III 20 Les valeurs du travail externe……..…..56

Tableau III.21 Les valeurs du travail interne…….….....56

Tableau III.22 Calcul des sections de la dalle pleine…….....…..57

Tableau III.23 Vérification à l'E.L.S……..…….……57

Tableau III.24 Vérification au cisaillement…….…..……..…..…58

Tableau III-25. Évaluation des charges permanentes pour la paillasse……..…..…61

Tableau III 26. Évaluation des charges permanentes pour lepalier……....…..62

Tableau III.27. Évaluation des charges permanentes pour lepalier……....….62

Tableau III-28.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse ……...…..…..66

Tableau III .29. Évaluation des charges permanentes pour lepalier……..……66

Tableau III.30.Évaluation des charges de l'escalier…….…….67

Tableau III.31. Évaluation des charges permanentes pour la paillasse …….…….…...….72

Tableau III .32.Évaluation des charges permanentes pour lepalier…….……72

Tableau III.34.Évaluation des charges de l'escalier……..…….……..73.

Tableau III.35.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse …….……..77

Tableau III .36.Évaluation des charges permanentes pour lepalier……..…….…..…..77

Tableau III..37.Évaluation des charges de l'escalier…….…..……..78

Tableau III-38.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse……81

Tableau III .39.Évaluation des charges permanentes pour lepalier……..81

Tableau III.40.Évaluation des charges de l'escalier…….....82

Tableau III.41. Vérification à l'E.L.S…….….88

Tableau III.42. Vérification de la flèche de l'escalier ……..….91

Tableau III.43les dimensions de poutre palière…….....…….……..91

Tableau III.44. Calcul des efforts pour la poutre palière……..……...……92

Tableau III.45.ferraillage de la poutre palière……..……92

Tableau III.46. vérification de ferraillage de poutre palière à l'ELS……..……..…92

Tableau. IV -1 : Evaluation du centre de masse de chaque niveau……..……96

Tableau IV -2 Calcul du centre de torsion…….……..97

Tableau IV -3 : Calcul de l'excentricité théorique…….…….…….98

Tableau IV -4 Les valeurs des excentricités accidentelles……...99

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité totale…….……..100

Tableau IV. 6 détermination du facteur de qualité Q du bloc A……..…….102

Tableau IV.7 Le comportement des trois premiers modes ……..104

Tableau IV.8 Coefficient de participation……105

Tableau IV.9 Calcul de la force sismique ……..…..107

Tableau IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..…107

Tableau IV.11 Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….……..109

Tableau IV.12 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…….110

Tableau IV.13 calcul du moment de renversement ……...……..111

Tableau IV.14 calcul du moment stabilisant……112

Tableau IV.15 Vérification de stabilisation……...…….112

Tableau IV.16 Vérification des déplacements inter-étages sens X……113

Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étages sens Y…….……114

Tableau IV.18 Vérification l'effet P-Δ sens X…….…….115

Tableau IV.19 Vérification l'effet P-Δ sens Y……..…..……116

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales intermédiaires……...…120

Tableau V.2Ferraillage longitudinal des poutres principales des rives……...121

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaireintermédiaires……..…122

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondairedesrives…….…..…123

Tableau V.5 :Vérificationdescontraintes{ l'ELS} des poutres principales intermédiaire….124

Tableau V.6 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres principales des rives…..…125

Tableau V.7 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaireintermédiaires…..….125

Tableau V.8 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire des rives……126

Tableau V.9 Calcul de $\bar{\tau}_u$……126

Tableau V.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales …….127

Tableau V.11 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales des rives.127

Tableau V.12 Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire intermédiaire…….128

Tableau V.13. Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire des rives……128

Tableau V.14 calcul des armatures transversales……129

Tableau V.15 les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux …….....133

Tableau V.16 Vérification des contraintes dans les poteaux à l'E.L.S…….…..…135

Tableau V.17 Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant…….…137

Tableau V.18 les armatures transversales et leurs espacements…….…….139

Tableau V.19 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)..…140

Tableau V.20 Les données de calcul……145

Tableau V.21 Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm…….…..…146

Tableau V.22 Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles avec E_p=15(cm)…….....147

Tableau V.23 donne les armatures horizontales des voiles pleins……...……149

Tableau V.24 Calcul des armatures dans les linteaux……..……154

Tableau V.25 Calcul des armatures dans les trumeaux transversaux…….……155

Tableau V.26 les armatures horizontales des trumeaux……..……..156

Tableau VI-1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……..….....161

Tableau VI-2 Vérification des contraintes à l'ELS……..……161

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure……..163

Tableau VI-4 Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS……163

Tableau VI.5 le choix de la section d'acier de débord a l'ELU……...…166

Tableau VI.6: vérification de la section d'acier de débord a l'ELS……...166

Tableau VI-7 Les données de calcul……...173

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشاة عمارة سكنية و تجارية من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي+ 7 طوابق +طابق تحت ارضي تمت بنايتها في ولاية المدية ذات نشاط زلزالي متوسط . مقاومة البناية محققة بواسطة نظام أعمدة و عارضات مدعمة بجدران مسلحة , تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 version 2003, CBA93) **وتمت الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج** (SAP v 12)

كلمات مفاتيح

,ديناميكية, دراسة نموذج, الخرسانة المسلحة

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment à usage multiple en béton armé (R+7+entre-sols) implantée à MEDEA qui est classée comme une zone à moyenne sismicité(II_b).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+ voiles) en béton armé , La conception a été faite selon les règlements de construction (RPA99 version 2003, CBA93).L'étude dynamique a été faite sur le logiciel (SAP v 12).

Mots clés

étude dynamique, modélisation , béton armé

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, comme elle doit résister à tous événements et actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage miltiple comportant: **Entre Sol + RDC + 7 Etages** qui sera implanté à Médéa. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB 93et RPA 99**).

Après une introduction générale et une présentation de l'objectif, cette étude se décompose :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de des éléments la structure en béton armé, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **SAP 2000** et le cinquième chapitre présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

I-1 :introduction

I.1-a : Destination

Le projet qui nous a été confié par la société d'Etudes Technique Et D'architecture de Médéa(C.A.R.A.U) consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation avec des locaux de commerces. Ce bloc comporte : ENTRE SOL + RDC + 7ETAGES.

I.1-*b* :Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté au nouveau pole urbain à Médéa, classé selon le RPA 99 (version 2003) comme une zone moyenne sismicité (zone $\mathbf{II}_b$). Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93.

I.2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation sont les suivantes :

- Longueur **L = 22.30 m**
- Largeur ***l*** **= 16.40 m**
- Hauteur d'entre-sol $\mathbf{h_{ss}}$ **= 4.08m**
- Hauteur d'étage courant **h = 3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment **H =24.48 m**
- Hauteur de L'acrotère $\mathbf{h_c}$ **= 60 cm**

I.2.a- Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m ,ainsi le règlement parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte par des voiles en béton armé.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 25% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

I.2.b- Planchers

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique.

Notre bâtiment comporte deux types de plancher qui sont le plancher à corps creux et les dalles plaines.

I.2.c- Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs

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

- Murs intérieurs

Un simple cloisonen brique creuse de 10 cm.

I.2.d- 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 conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

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

I.2.e- Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par deux types d'escaliers, des escaliers à paillasse adjacente comprenant deux volets et un palier intermédiaire et le deuxième entre RDC et 1'étage comprenant trois volets et deux paliersintermédiaires.

I.2.f- Revêtement

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieur set intérieurs
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3-Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.3.1. Béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m^3** ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1 MPa

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj}est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation **:**

- $\boldsymbol{f_{tj}= 0.6 + 0.06\ f_{cj}}$avec$f_{cj}etf_{tj}$enMPa

I.3.1.2. Module d'élasticité

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. ►►**Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

Le module de déformation longitudinale différé est donné par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa. ►►**Art [A.2.1.2.2]** ◄◄

I.3.1.2.b) Module d'élasticité transversale

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

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

I.3.1.3. Contraintes limites

I.3.1.3.a) Contrainte de cisaillement

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1 f_{c28}, 3 MPa). Por : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

I.3.1.3.b) contrainte-déformation►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

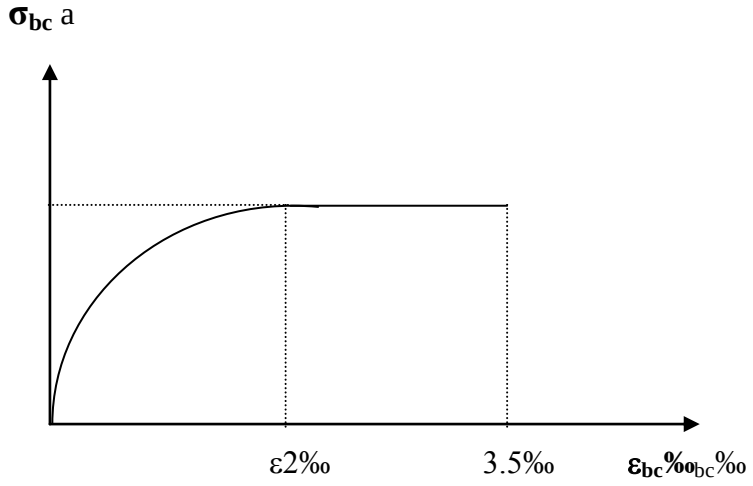


Figure I-1 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

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

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

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

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

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

I.3.2.Les aciers

I.3.2 .1. Types d'acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barres circulaires d'une longueur

considérable 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.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

TableauI-2 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

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

I.3.2.3. Contraintes limites

- **Etat limite ultime (ELU)**

I.3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : ►► Art [A.2.2.2] ◄◄

Le diagramme contrainte (σ_s) – déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

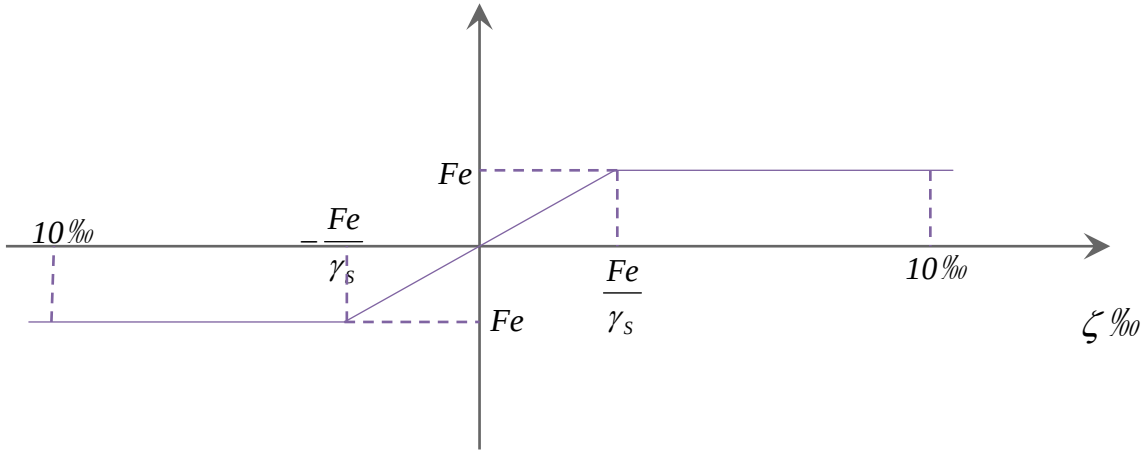


Figure I-2 : Diagramme contraintes -déformations

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

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

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

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

- **Etat limite de service (ELS)**

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

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.4. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites

✹ Etat limite ultime (E.L.U) basé sur

♦ Equilibre statique

♦ L'ouverture des fissures

♦ La stabilité de forme

✹ Etat limite de service (E.L.S) basé sur

♦ La compression du béton

♦ L'ouverture des fissures

♦ La déformation.

I.5. travail du sol

on a pris en compte les résultats importants suivants

- La contrainte admissible adoptée pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=1.5 bars.
- Un ancrage de 2.00 mètres.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S_3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.
- Les fondations superficielles sont de type semelle filante

I.6. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard a utilisé sont

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2 MPa$

$E_{v28} = 10819 MPa$

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

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

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinale

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

II.1. Introduction

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

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

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

II .2. Pré-dimensionnement des planchers

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II .2. 1. plancher corps creux

Notre bâtiment comporte un type de Plancher c'est le plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle mince en béton armé.

Pour le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis L=3.18 m

$$\frac{318}{25} \leq h_t \leq \frac{318}{20} \longrightarrow \quad 12.72 \leq h_t \leq 15.90$$

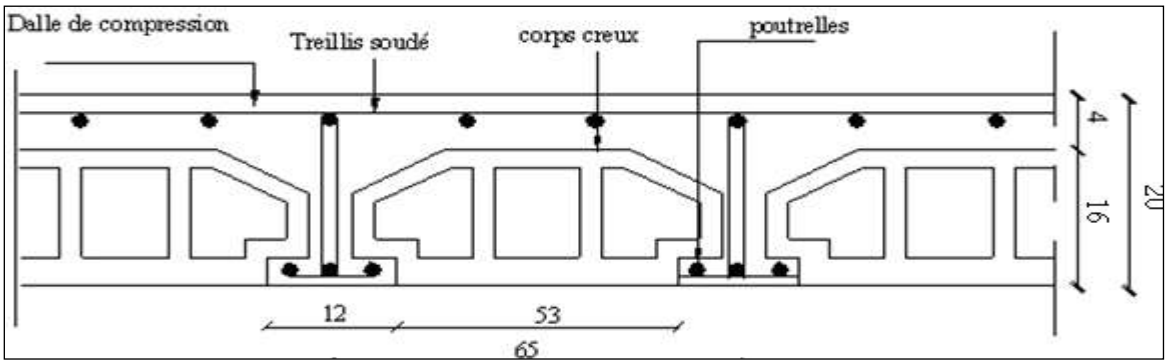
on choisit $h_t = 20cm$ $(16+4)$

Condition d'isolation acoustique

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

$h_{\min} \geq 16cm$; d'où on a $20cm > 16cm$ (condition vérifiée)

Figure II.1 : dimensions du corps creux



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

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

Tableau II.1 : charges permanentes des murs intérieurs

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m$^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			Total	**1,62**

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

Tableau II.2 charges permanentes des murs extérieurs

N	composants	Épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m^3)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
	Lame d'aire	0,04	-	-
5	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
			Total	**2,52**

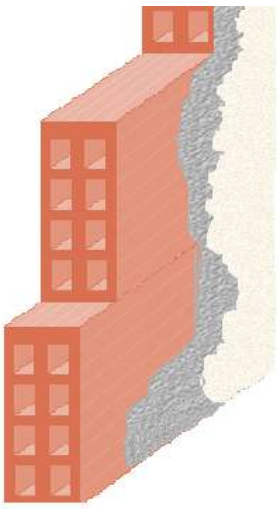


Figure II.2 : Murs simple cloison

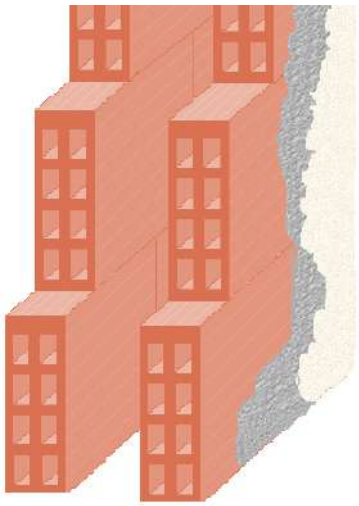


Figure II.3 :Murs double cloison

II.3.2. Plancher terrasse

On a un Plancher à corps creux

a. Charges permanentes

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

b.

	composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique(kn/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.16	3.52
5	Film polyane	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	0.20
Charge permanente total G			**8.5**

b.Surcharges d'exploitation

Q = 1 KN/m²

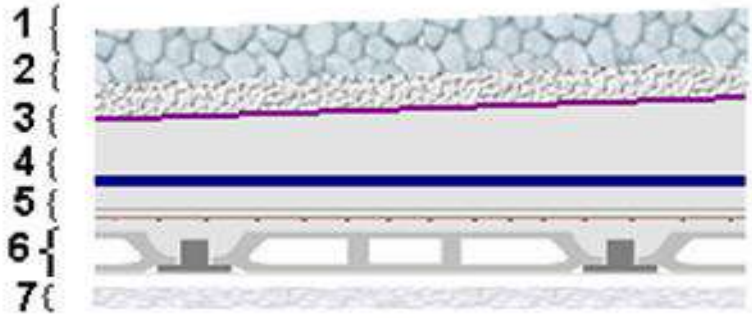


Figure II.4 coupe verticale de plancher terrasse

II.3.3. Plancher courant

Charges permanentes

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,4
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	Les murs simples	0,1	1,62
		total	**6,00**

***b.*Charge d'exploitation**

,RDC Q =2.5 kn/m^2 ,Q = 5KN/m^2, 1^{er} étage Q = 2.5 KN/ m^2

Figure II.5 :type de revêtement dans un étage courant

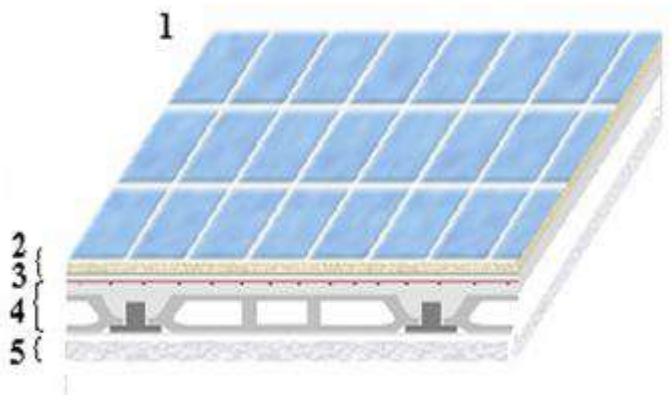


Figure II.5 type de revêtement dans un étage courant

II.2.4) logia- balcon

Charges permanentes

Tableau II.4 charges permanentes du logia- balcon

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable (BA)	0.03	0.54
4	Dalle pleine (BA)	0,15	3.75
5	Enduit de ciment	0,02	0.36
		total	**5.49**

II .4. Pré-dimensionnement des poutres

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

II.4.1- Pré-dimensionnement

Elles sont pré-dimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99(version2003)

Pour la zone II_b(zone de moyenne sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99version 2003),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b_1/2 , h_1/2)$

II.4.3-Poutres principales

On a **L_{max}= 4.00 m**

Alors : $27 \leq h \leq 40$ cm On prend h = 35cm

Et $10.5 \leq b \leq 24.5$ On prend b = 30 cm

II.4.4 -Vérification selon le R .P.A 99(version 2003)

NB Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 35>30 cm(C.V)

h/b = 1.16≤ 4.0 (C.V)

b_{max}=30 cm ≤1.5h+b_1= 82.5cm (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** (version 2003)sont satisfaisantes.

II.4.5-Poutres secondaires

On a **:** **L_{max}=3.53m**

Alors : 23.53 cm ≤ h ≤ 35.3 cm On prend h = 30 cm

Et 9≤ b ≤21 On prend b = 25 cm

II.4.6-Vérification selon le R .P.A 99 (version 2003)

b = 25 > 20 cm (CV)

h = 30≥30 cm (CV)

h/b = 1.2≤ 4 (CV)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99**(version 2003):sont satisfaisantes.

II.5.Pré-dimensionnement des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1-Etapes de pré-dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \le \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}$$

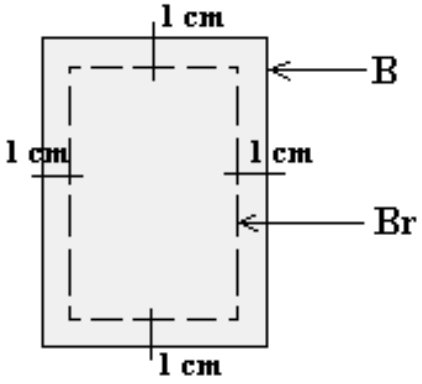


Figure II.6 : Section réduite du poteau

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

$\mathbf{B_r}$: 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 :

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

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

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

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

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\qquad I = \dfrac{b.h^3}{12}$ (Poteau rectangulaire).

II.5.2-Détermination des charges et surcharges

- Surface du plancher revenant au poteau:

$S_p = 3.66 * 2.97 \Rightarrow \mathbf{S_p = 10.94\ m^2}$

- Surface totale:

S_t=3.96*3.25 $\Rightarrow$ **St=12.90m^2**

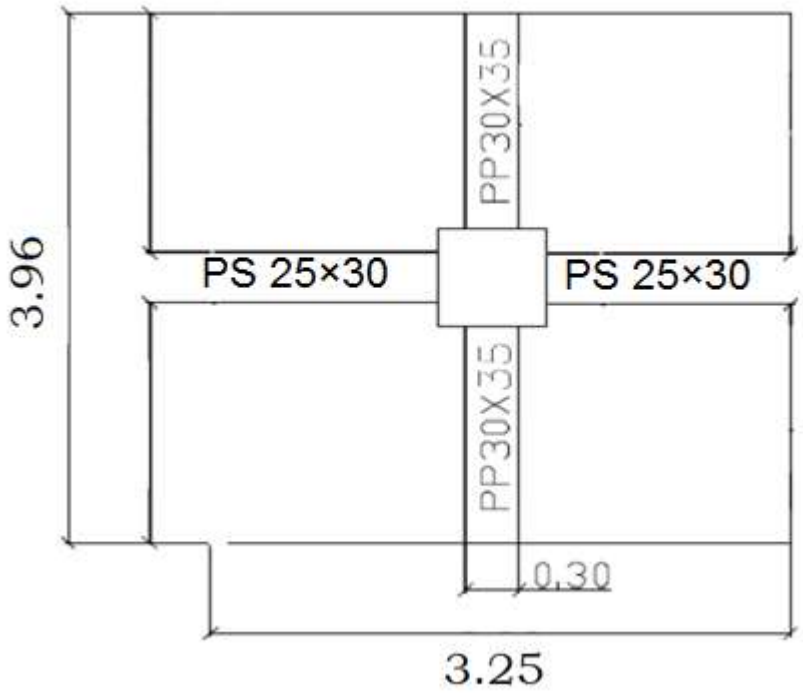


Figure II.7 Surface revenant au poteau

On choisit une section de (30x30) cm^2, pour 7eme et 6emeétageset une section de (35x35) cm^{2}pour 5eme et 4emeétages ,etune section de (40x40) pour 3eme et 2eme et une section de (45x45) pour 1eretage , RDC et entre sol

II.5.2.a .charges permanentes

- Niveau (7^{éme} étage)

$G_{palncher}$= 7.71 x 10.94= **84.34kn**

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = **6.88kn**

$G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] = **15.27kn**

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 84.34+6.88+15.27= **106.49kn**

- Niveau (6^{éme} étage)

$G_{palncher}$= 6.00 x 10.94= **65.64 kn**

G_{poteau} = 0.30 x 0.30x 3.06 x 25 = **6.88kn**

$G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] = **15.27kn**

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 65.64+6.88+15.27= **87.79kn**

- Niveau (5^{eme} ,$4^{éme}$ étage)

$G_{palncher}$= 6.00 x 10.94= **65.64kn**

G_{poteau} = 0.35x 0.35 x 3.06 x 25 = **9.37kn**

$G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] = **15.27kn**

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 65.64+9.37+15.27 = **90.28kn**

- Niveau(3^{eme} ,$2^{éme}$ étage) :

  $G_{palncher}$ = 6.00 x 10.94= **65.64 kn**

  G_{poteau} = 0.40x 0.40 x 3.06 x 25 =**12.24kn**

  $G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] =**15.27KN**

D'oùalors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre} + G_{poteau} = 65.64+12.24+15.27= **93.15kn**

- Niveau (1^{er}etage , RDC,) :

- $G_{palncher}$ = 6.00 x 10.94= **65.64kn**
- G_{poteau} = 0.45x 0.45 x3.06 x 25 =**15.49kn**
- $G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] = **15.27KN**

D'oùalors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre} + G_{poteau}= 65.64+15.49+15.27= **96.40kn**

- Niveau (entre sol) :
- $G_{palncher}$ = 6.00 x 10.94 = **65.64 kn**
- G_{poteau} = 0.45x 0.45 x 4.08 x 25 =**20.65 kn**
- $G_{poutres}$ = 25x[(3.71x0.30x0.35) + (2.95 x0.30x0.25)] = **15.27 KN**

Tableau II.5 Charges permanentes de chaque étage

ETAGE	$G_{plancher}$	G_{poteau}	G_{poutre}	G (kn)	$G_{cumulé}$
7eme	84.34	6.88	15.27	106.49	106.49
6eme	65.64	6.88	15.27	87.79	194.28
5eme	65.64	9.37	15.27	90.28	284.56
4eme	65.64	9.37	15.27	90.28	374.84
3eme	65.64	12.24	15.27	93.15	467.99
2eme	65.64	12.24	15.27	93.15	561.14
1eme	65.64	15.49	15.27	96.4	657.54
rdc	65.64	15.49	15.27	96.4	753.94
ent sol	65.64	20.65	15.27	101.56	855.5

II.5.2.b .Charges d'exploitation

étage (7) : $Q_0 = 1* 12.90 = 12.90$ KN

étage (6) :$Q_1= 1.5*12.90= 19.35$KN

étage (5) : $Q_2 = 1.5 * 12.90 = 19.35$ KN

étage (4) : $Q_3 = 1.5 * 12.90= 19.35$KN

étage (3) : $Q_4 = 1.5 * 12.90 = 19.35$KN

étage (2) : $Q_5 = 1.5 * 12.90 = 19.35$KN

étage (1) : $Q_6 = 1.5 * 12.90= 19.35$KN

R D C : $Q_7 = 2.5 * 12.90= 32.25$KN

Entre sol : $Q_8 = 5 * 12.90= 64.50$ KN

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

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

Avec :

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

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

Tableau II.6 Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage

ETAGE		Q (kn)	(3+n)/2n	Qcumulé (kn)
7eme	Q0	12.9		12.9
6eme	Q1	19.35	1	32.25
5eme	Q2	19.35	0.95	50.6325
4eme	Q3	19.35	0.9	68.0475
3eme	Q4	19.35	0.85	84.495
2eme	Q5	19.35	0.8	99.975
1er	Q6	19.35	0.75	114.4875
RDC	Q7	32.25	0.714	137.514
entre sol	Q8	64.5	0.687	181.8255

II.5.3- Effort normal de résistance $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ N_u^* = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

Tableau II.7 Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u^*	$\overline{N}_u$	$N_u^* \leq \overline{N}$
	(cm^2)	(cm^2)	(cm)			(cm^2)	(kn)	(kn)	
7^{eme}	30 x 30	0.9	214.2	24.70	0.77	841	179.42	12280.41	Cv
6^{eme}	30 x 30	0.9	214.2	24.70	0.77	841	297.17	12280.41	Cv
5^{eme}	35 x 35	1.225	214.2	21.18	0.79	1156	506.12	17292.55	Cv
4^{eme}	35 x 35	1.225	214.2	21.18	0.79	1156	668.92	17292.55	Cv
3^{eme}	40 x 40	1.6	214.2	18.53	0.80	1521	847.75	23118.93	Cv
2^{eme}	40 x 40	1.6	214.2	18.53	0.80	1521	998.22	23118.93	Cv
1^{er}	45 x 45	2.025	214.2	16.47	0.81	1936	1165.35	29755.06	Cv
Rdc	45x 45	2.025	214.2	16.47	0.81	1936	1346.50	29755.06	Cv
Entre sol	45 x 45	2.025	285.6	21.96	0.79	1936	1570.43	28804.97	Cv

- Les poteaux de section (30x30) cm^2 :

Min (30 ; 30) = 30 cm = 30 cm

Min (30 ; 30) = 30 cm> $h_e/20$ =306/20 = 15.30cm

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

- Les poteaux de section (35x35) cm^2 :

Min (35 ; 35) = 35 cm>30 cm

Min (35 ; 35) = 35 cm> $h_e/20$ =306/20 = 15.30cm

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

- Les poteaux de section (40x40) cm^2 :

Min (40; 40) = 40cm >30 cm

Min (40 ; 40) = 40cm > $h_e/20$ =306/20 = 15.30cm

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

- Les poteaux de section (45x45) cm^2 :

Min (45; 45) = 45cm >30 cm

Min (45 ; 45) = 45cm > $h_e/20$ =306/20 = 15.30cm

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$$

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

II.6.Pré-dimensionnement des voiles

II.6.1. Définition Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants aux conditions suivantes :

,

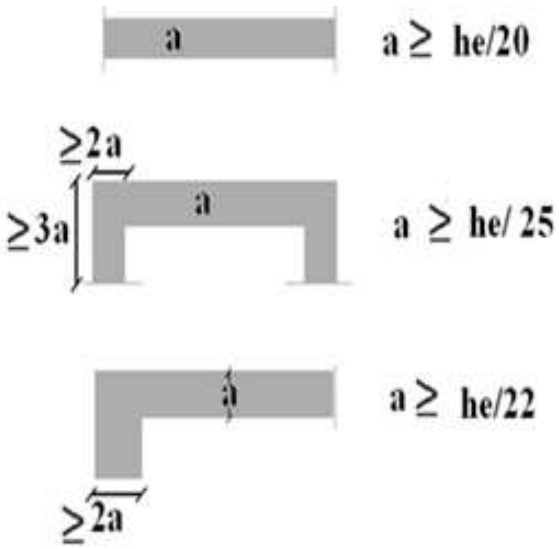


Figure II-8- Coupe de voile en plan (gauche)

Leur épaisseur minimale est de 15 cm . De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

$\begin{cases} l \geq 4a \\ e \geq 15cm \end{cases}$ On adopte : $\begin{cases} e = 15cm \rightarrow \textit{voile périphérique} \\ e \geq 15cm \rightarrow \textit{voile du nouyau} \end{cases}$

Pour notre structure:**a≥**MAX**(h_e / 20,15 cm)**

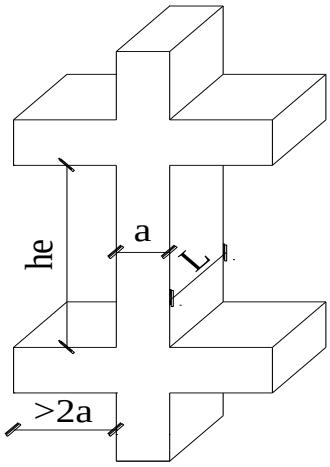


Figure II .9 coupe de voile en élévation

II.6.2-pré-dimentionment des voiles

D'où $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61$ m. On obtient :

$h_e/22 = 13.90$cm alors **a** ≥ max (13.90 cm ; 15cm) = 15 cm

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :**a =15cm. (pour les étages courants)**

D**'**où $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63$ m.

On obtient :

$h_e/22 = 18.54$cm alors **a** ≥ max (18.54 cm ; 15cm)= 20 cm

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :**a =20cm. (pour l'entre- sol)**

III .1. L'acrotère

III.1.1. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancherterrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante.

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

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

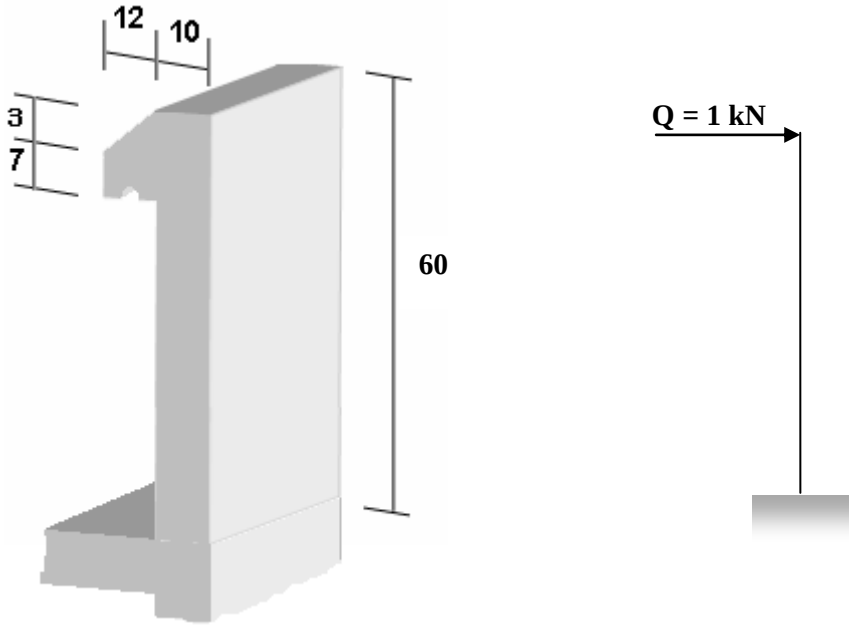


Figure III.1: L'acrotère

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

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

Charge permanente
Poids propre $G = [(0,6*0,1)+(0,12*0,07)+(0,12*0,03)/2]25 = 1,755\,kN$
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.3. Détermination des efforts

Tableau III.2 les efforts sur l'acrotère à L'E.L.U et L'E.L.S

L'E.L.U	
L'effort normal	N_U =1,35.G = 1,35*1,755 = 2,37 kN
Moment d'encastrement	M_U =1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0,9 kN.m
L'effort tranchant	T_U =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 kN
L'E.L.S	
L'effort normal	N_{ser} = G = 1,75 kN
Moment d'encastrement	M_{ser} = Q.h =1*0, 6 = 0,6 kN.m
L'effort tranchant	T_U = Q =1 kN

III.1.4. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la flexion composée.

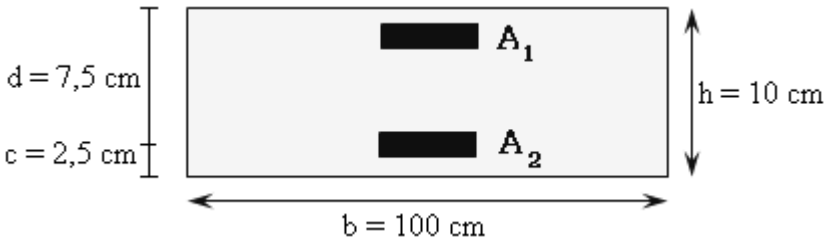


Figure III.2 :Section de béton armé à L'E.L.U

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

Tableau III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	F_{c28} (MPa)	F_e (MPa)	L_0 (m)	L_f(m)
Valeur	100	10	2,5	25	400	0,6	1,2

- ## Etat Limite Ultime

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow \quad e_0 = 37,97cm$$

Où l'enrobage est c= c_1 = 2,5cm

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

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors

On a une section partiellement comprimée.

a distance entre le point d'application de " N "et le centre des armatures tendues.

$a = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow a = 40,47cm.$

$M_1 = N \times a \Rightarrow M_1 = 0,96$ kN.m.

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime

Mu =M_1=0,96kN.m

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

Donc ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \text{ A = 37,00 mm²}$$

N effort de compression, alors $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.30 cm²

Et $A' = A_1 \Rightarrow \quad A' = 0$

Donc $\begin{cases} A2 = 0.30\,cm² \\ A1 = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.30\,cm^2$$

Donc $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera $A_2 = 4HA8$

Armatures de répartition

On a $\frac{A}{4} \le A_{rep} \Rightarrow 0.50 \le A_r$

Donc, on prendra $A_{rep} = 5HA6$

Espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\,cm\,;33\,cm\right] = 30\,cm \qquad (OK)$$

$$S_{tr} = \frac{60}{5} = 12\,cm \le S_{\min tr} = \min\left[4h = 40\,cm\,;45\,cm\right] = 40\,cm \qquad (OK)$$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service

Calcul de l'excentricité

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}75} = 34{,}28cm$

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

Où $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_1 d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8542.60\ cm^2.$

Alors $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680cm$. Donc

$e_0 = 34{,}28cm \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\ cm \Rightarrow$ 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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

$c=-e_0+ (h/2) = -34,28+5 = -29,28cm$

Détermination de y_1

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……. (*) tel que

$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2495,49\ cm^2$

et $q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 47392,16\ cm^3$

Où

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 = - 29,28cm < 0".

D'où l'équation (*) devient $y_2^3 + (-2495,49)\, y_2 + 47392,16 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve

$y_2' = 31,42cm$

$y_2'' = 26,19cm$ rejetée comme valeur ($y_2+c < 0$)

$y_2''' = -54.60cm$ rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors $0<y_1= 31,42 + (-28,28) =2.14cm< h = 10cm$

Donc on prend $y_2 = 31,42cm$.

En revanche on a $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)] \Rightarrow S_{xx} = 43,25\ cm^3$

D'où alors $k = 1750/43250 \Rightarrow k=40,46 \times 10^{-3}\ N/mm^3$

Donc $\sigma_b = ky_1 = (40,46 \times 10^{-3}) \times 21.4 \Rightarrow \sigma_b = 0.86\ MPa$

Et $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 40{,}46 \times 10^{-3} \times (75 - 21.4) \Rightarrow \sigma_s = 32{,}53$ MPa

Donc, on obtient

$\sigma_b = 0.86$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 32{,}53$ MPa $\leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$ **(cv)** Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant

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

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

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

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

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

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

Et $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right] = 2{,}5$ MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors $\tau_u = 0{,}02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante $F_p = 4AC_pW_p$ (*Art.6.2.3 RPA 99 VERSION 2003*).

A coefficient d'accélération;

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

C_p facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*)

W_p poids propre de l'élément

W_p= 1,755 kN.

D'où alors $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,755 \Rightarrow F_p = 1,12\ kN < 1,5Q = 1,5kN$ **(CV)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

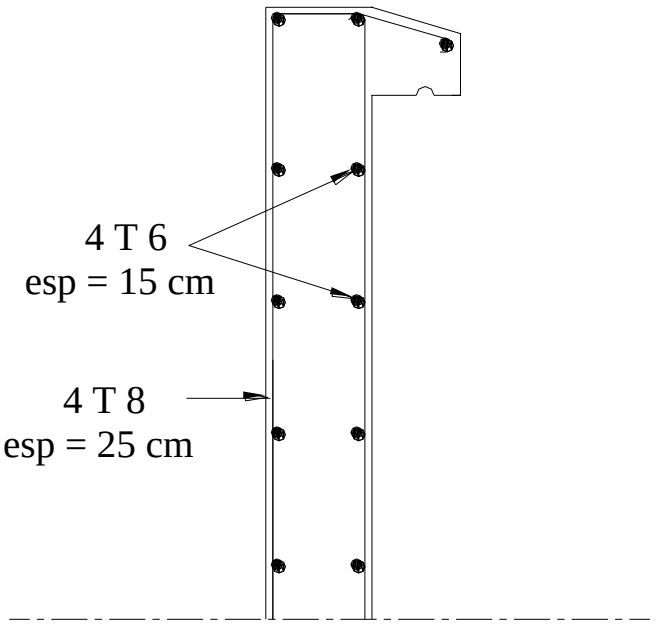


Figure III.3 : montre le détail de ferraillage de l'acrotère

III.2. Planchers

III.2.1. Introduction

Le plancher à corps creux est constitue de poutrelles préfabriquées associés à des corps creux, de dimension (16*65), avec une table de compression d'épaisseur (4cm).

III.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par

- une section en (Té) en travées;
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

III.2.2.1Calcul avant coulage

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

III.2.2.1-a-Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau III.4 les charges permanentes et les surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes	**G**
Poids de poutrelle 0,12*0,04*25 = 0,12kN/ml	0,77 kN/ml
Poids du corps creux 0,65*1 = 0,65 kN/ml	
Surcharges d'exploitation	
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q = max {1 kN; 0,5 kN/m de portée} = 1.76 kN	

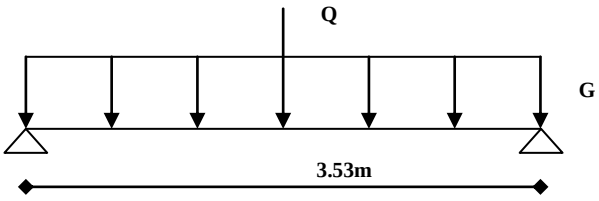
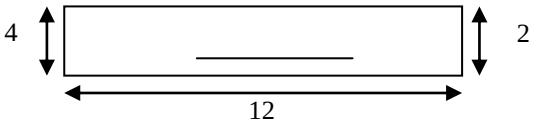


Figure III.4 montre le schéma statique de la poutrelle

III.2.2.1.b- Calcul des moments

Tableau III.5 les moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.19kNm$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.55kNm$
$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q = 3.94kNm$



= 5.75 >μ_l = 0,392 avec μ $\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_b}$

Nombre des étaiements	L	P_G(kN/ml)	P_Q(kN/ml)	f_Q (cm)	f_G (cm)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	3.53	0.825	1.75	0.77	0.67	1.44	0.70	Non
1	1.76		1	0.05	0.3	0.35	0.35	oui

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton à des distances de 1m.

III.2.2.2 Calcul après coulage

Calcul des charges et surcharges

Tableau III. 6 les charges, surcharges et efforts aux états limites ultime et de service

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_ukN/m	P_{ser}kN/m
Plancher terrasse	7.71*0,65 = 5.00	1*0,65 = 0,65	7.72	5.65
Plancher courant	6,00*0,65 = 3,90	1,5*0,65=0,98	6,74	4,88
RDC	6.00*0.65=3.90	5*0.65=3.25	10.14	7.15

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte deux (02) types de poutrelles

- poutrelle à trois (3) travée

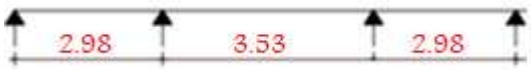


Figure III -5 : poutrelle (03) travées

- poutrelle à sept (07) travées

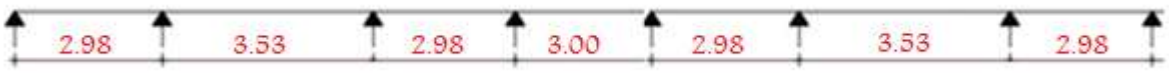


Figure III -6 : poutrelle (07) travées

III.2.3.Méthode de calcul

On utilise la méthode forfaitaire car toutes pour les conditions suivantes sont vérifiées.

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm^2

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

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Si les conditions ne sont pas satisfaites ; on utilisera la méthode de Caquot.

- **Exposé de la méthode forfaitaire**

On désigne chaque travée par

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

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

Avec

M_t Moment en travée.

M_ω Moment max sur l'appui gauche.

M_e Moment max sur l'appui droite.

M_a Moment à l'appui.

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

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{P.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{P.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

T_ω effort tranchant à gauche de la travée.

T_e effort tranchant à droite de la travée.

♦ **Remarque**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

- **Méthode de Caquot (pour les poutres)**
- **Exposé de la méthode**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

***B*/ Coefficient de rigidité**

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

Donc $$\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a

Le coefficient de rigidité

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$M_a = 0{,}2M_0$ pour les appuis de rives par les deux méthodes (semi encastrée).

L'effort tranchant

Pour les deux méthodes exposées précédemment on a

$$T_W = PL/2 + (M_w - M_e)/L$$
$$T_e = -PL/2 + (M_w - M_e)/L$$

Tel que P la charge repartie sur la travée.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable

$$Q = 1.5 kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.00 \ \ kN/m^2 \\ 5000 \ \ \ \ kN/m^2 \end{cases} \quad \textbf{C.V)}$$

$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ ……..……**(C.V)**

✓ Donc on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

1er Type Poutrelle à trois (3) travées

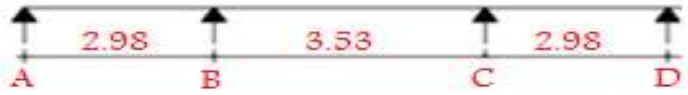


Figure III -7 poutrelle à (03) travées 38

P_u =10.14 KN/ml

P_s = 7.15kN/m

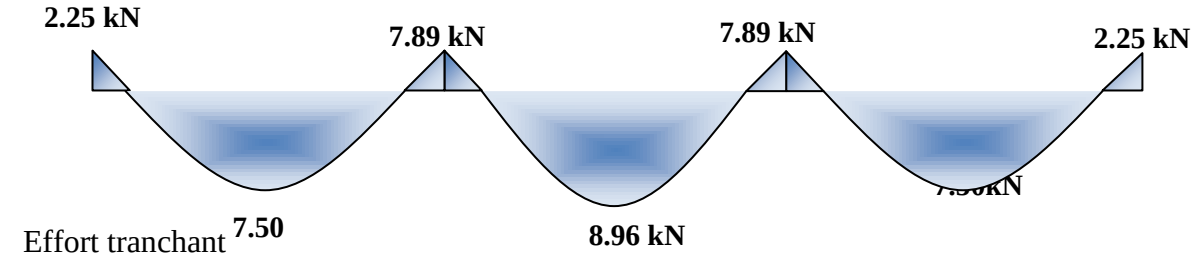
1) Calcul les moments à l'ELU

Tableau III.7 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	11.25	7.50	2.25	7.89	13.12	16.29
B-C	15.79	8.96	7.89	7.89	17.89	17.89
C-D	11.25	7.50	7.89	2.25	17.89	13.12

Diagramme des efforts

Moment fléchissant



Effort tranchant

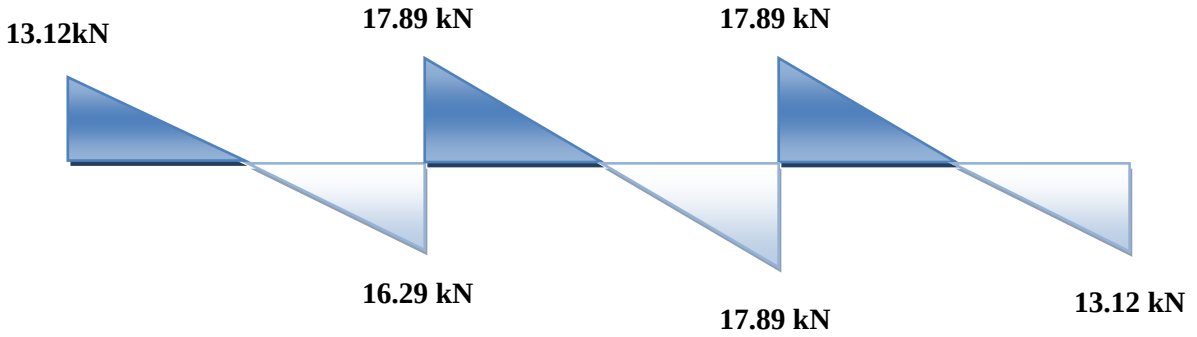


Figure III -8 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU

2) Calcul les moments à l'ELS

Tableau III.8 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	7.93	5.42	1.59	5.56
B-C	11.13	7.07	5.56	5.56
C-D	7.93	5.42	5.56	1.59

Diagramme des efforts

Moment fléchissant

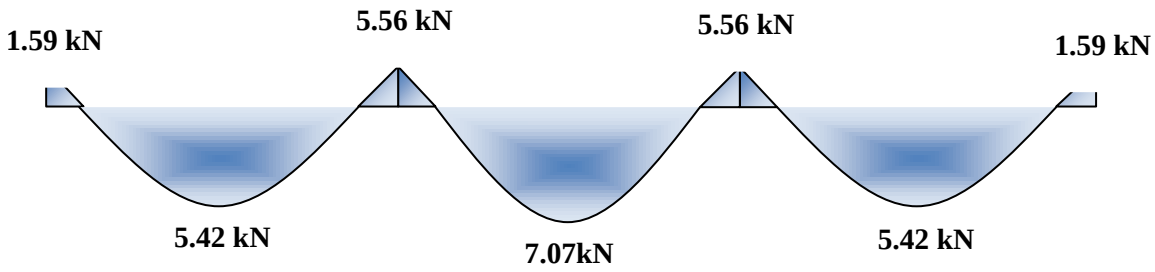


Figure III -9 Diagrammes des moments fléchissant ELS

2er Type Poutrelles à sept (7) travées



Figure III -10 poutrelle à (07 travées)

P_u =10.14 KN/ml

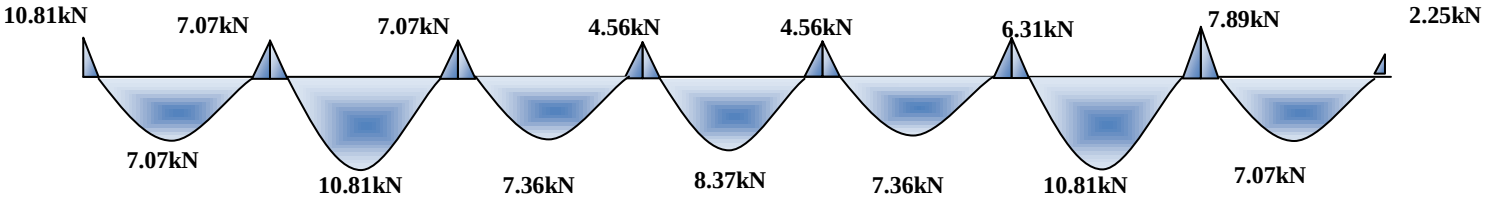
P_s = 7.15kN/ml

1) Calcul les moments à l'ELU

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

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1-2	11.25	7.70	2.25	7.89	13.40	16.79
2-3	15.79	10.81	7.89	6.31	18.68	17.10
3-4	11.25	7.36	6.31	4.56	19.13	11.07
4-5	11.40	8.37	4.56	4.56	15.21	15.21
5-6	11.25	7.36	4.56	6.31	14.23	15.79
6-7	15.79	10.81	6.31	7.89	17.10	18.68
7-8	11.25	7.70	7.89	2.25	21.86	8.33

Moment fléchissant



Effort tranchan

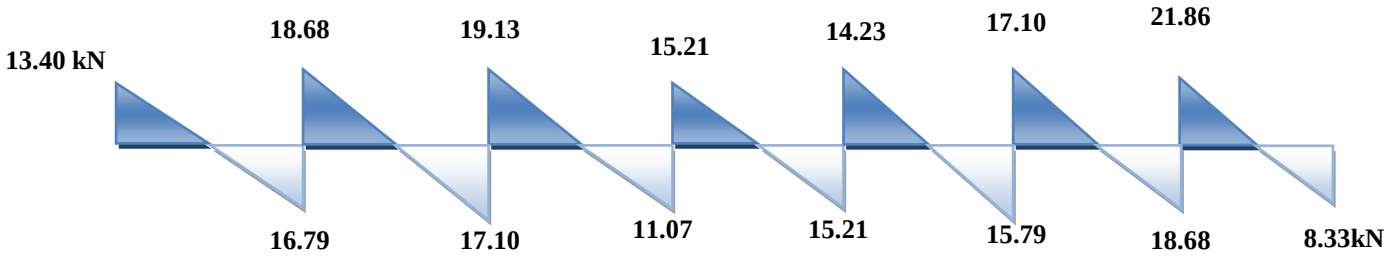


Figure III -11 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU

2) Calcul les moments à l'ELS

Tableau III. 10 Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
1-2	7.93	5.43	1.58	5.56
2-3	11.13	7.62	5.56	4.45
3-4	7.93	5.17	4.45	3.21
4-5	8.04	5.91	3.21	3.21
5-6	7.93	5.17	3.21	4.45
6-7	11.13	7.62	4.45	5.56
7-8	7.93	5.43	5.56	1.58

Moment fléchissant

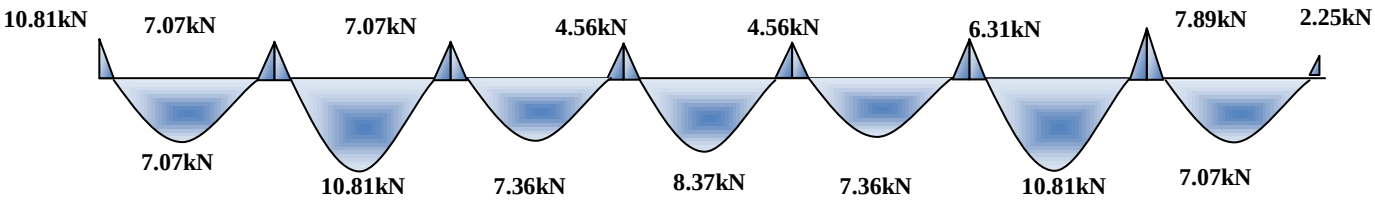


Figure III.12. Diagramme des Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées ELS

II.2 .4.Ferraillage des poutrelles

*L*e ferraillage se fait pour le 2eme type

des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

c'est le cas le plus défavorable.

$M_{t\,max}$ = 8.76 kN.m

$M_{a\,max}$ = 8.01 kN.m

T_{max} = 15.03 Kn

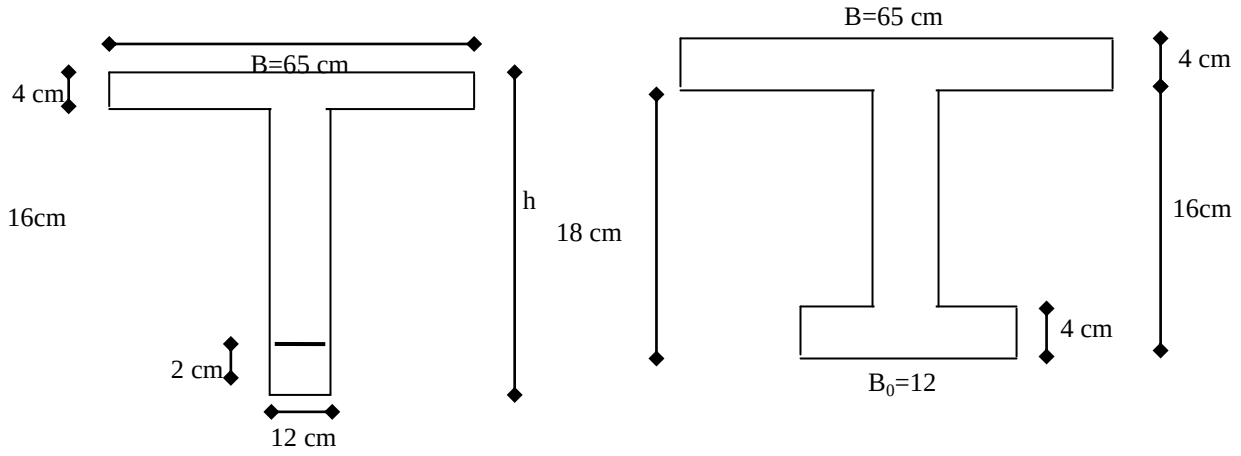


Figure III.13.les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Position de l'axe neutre

Le moment équilibré par la table $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

- ***Aux appuis***

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=8.01kN.m

Tableau III.11Ferraillage des poutrelles a ELU et Vérification a l'ELS

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	10.14	7.89
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0>M_u\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	⍰	0.006	0.004
	⍰l	0.392	
	⍰< ⍰l	Oui	Oui
	β	0.997	0.996
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.73	1.26
	Le choix	3HA10=2.35 cm^2	2HA12=1.57 cm^2
	B/1000	0.065	0.012
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	7.62	5.56
	σ_{badm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.90	6.66
	I_G (cm^4)	8293.29	4210.09
	K (N/cm^3)	0.09	0.13
	σ_b (Mpa)	3.51	8.65
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

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

Tableau III.13 Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA10

Armatures transversales

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

$V_{u\,max}$ =21.86 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.86x10^3}{120\times180} = 1.01\,\text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible

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

Donc τ_u =1.01MPa<3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t**

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

Donc S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t**

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

On adopte $\phi_t \le 5.71$, on prend ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t section d'une barre; n_t nombre des barres

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

- **Vérifications nécessaires**

Section d'armatures transversales (F_eE235).

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0031 > 0.00016\,\textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui Appui de rive

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Vu} \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN}$$

Avec a = Min[0.9 d ; (b-c-2)] =Min[16.2 ; 61] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 39.17\text{kN} \Rightarrow V_u = 109.21\text{ kN} < 129.60\text{ kN}\textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

E) Etat limite de déformation [art B.6 .8.4.2.4 (CBA93)]

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de précéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

* $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_o} \rightarrow$ 0.0449 > 0.035 (condition vérifiée)

* $\frac{h}{L} \geq 1/22{,}5 \rightarrow$ 0.0449 > 0.0444 (condition vérifiée)

* $\rho = \frac{A}{b_0.d} < \frac{3{,}6}{fe} \rightarrow$ 0.020> 0.009 (condition non vérifiée)

La troisième condition n'est pas vérifiée, ce qui implique le calcul de la flèche.

III.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 :

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

M_{ser}^{max} = 7.62KN.m; A=2,35cm^2; $\overline{F} = \frac{4450}{500} = 8{,}9mm$ [art B.6 .5.3 (CBA93)]

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0{,}0108 \Rightarrow \rho_1 = 1{,}08 \rightarrow \beta = 0{,}856 \quad \text{donc}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{Ad\beta_1} = 210{,}44Mpa$$

$$\mu = \frac{-1{,}75F_{t28}}{4\rho\sigma_s + F_{t28}} + 1 = 0{,}32$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05F_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 4.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.89$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = 10{,}21cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15Ad(d-y)^2 = 45529{,}77cm^4$$

$$If_i = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = 14276{,}72cm^4$$

$$If_v = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = 25001{,}37cm^4$$

$$F_i = \frac{ML^2}{10E_iIf_i} = 2.96mm$$

$$F_v = \frac{ML^2}{10E_vIf_v} = 5.03mm$$

On a $\Delta F = F_v - F_i = 5.03 - 2.96 = 2.07mm$

Donc F = 2.07 mm $< \overline{F} = 8{,}9mm$ (CV)

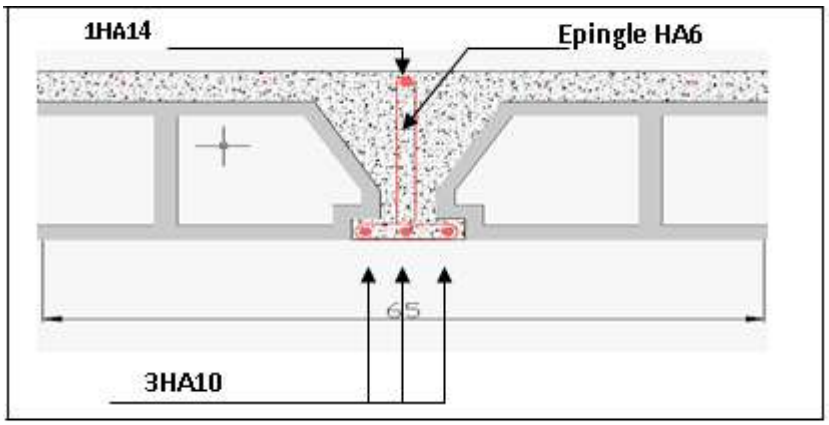


Figure .III.14.Ferraillage du plancher

III.2.6. Ferraillage de la table de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20cm Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si $\begin{cases} 50 \le L_1 \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L_1}{fe} & (L_1 en\ cm) \\ L_1 \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$

Avec

L_1 Distance entre axes des poutrelles *(L_1=65cm)*

A_1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles *(AP)*

A_2 Armatures parallèles aux poutrelles *(AR)*

$A_2 = \dfrac{A_1}{2}$

Fe=520MPa (quadrillage de *TS.TIE520→Ø≤6mm*)

On a *L=65cm*

Donc on obtient $A_1=0,5cm^2/ml$

On prend $6T5=1,18cm^2$

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

Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49cm^2$$

Soit

6HA5=*1,18cm²→S_t=20cm*

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

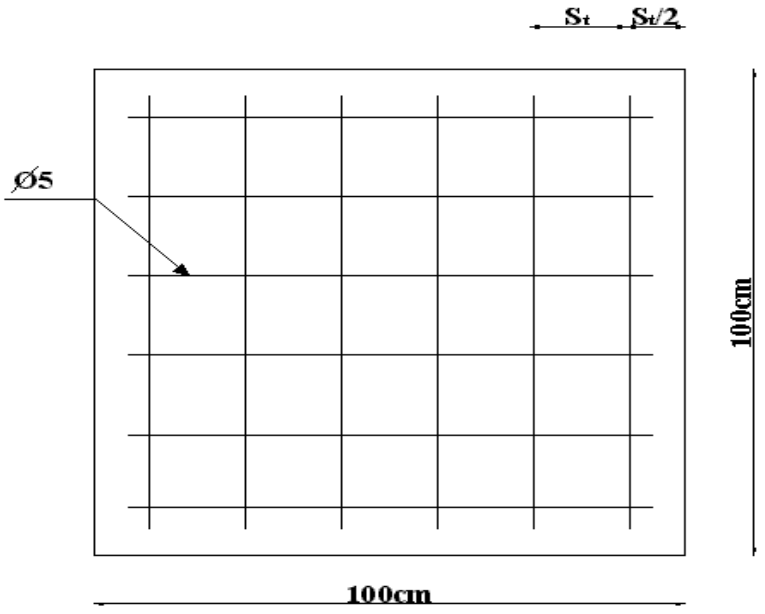


Figure.III.15 Ferraillage de la table de compression

III.3.les dalles pleines

Pour notre structure on distingue deux types :

- Type 1 :dalles pleines rectangulaires encastrées sur 2 cotés.
- Type 2 : dalles pleines sous forme « L » encastrées sur 4 cotés.

III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture

III.3.1.1.Principe de calcul

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

.Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ travaux $=0$

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}= (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

c)

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.3.1.2. hypothèses de calcul

Pour déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1. la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2. les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3. la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4. l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

III.3.2.Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1)

Tableau III.13 Calcul les actions

		G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P (kN/m^2)
Terrasse	ELU	7.71	1	11.90
	ELS			8.71
courant	ELU	5.49	3.5	12.66
	ELS			8.99

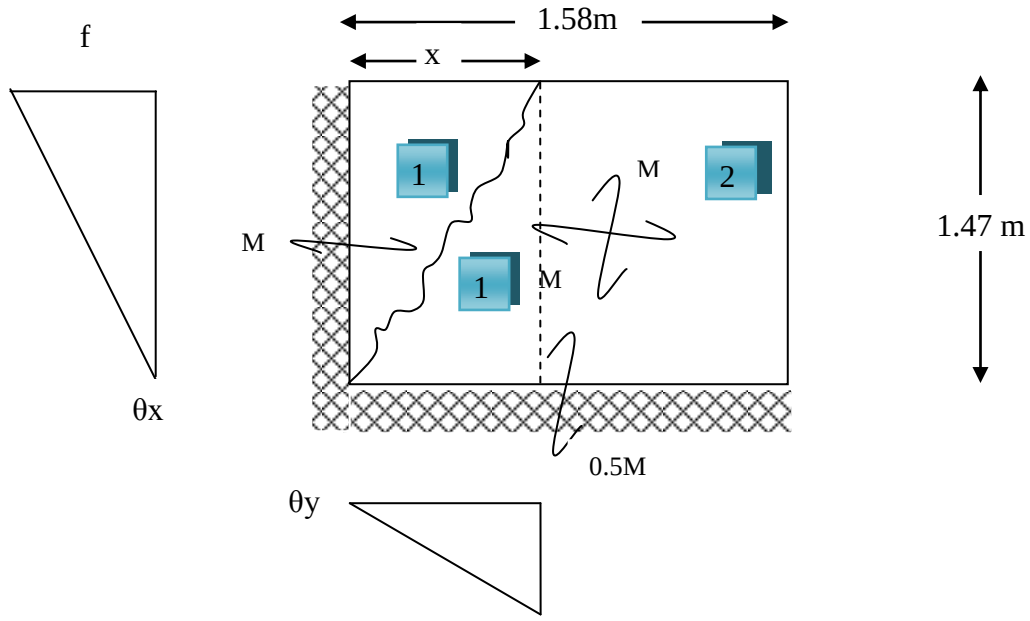


Figure III.16.la ligne de repture de 1 ^{er} type

Tableau III.14 Les valeurs du travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	(1.47.x)/2	f/3	q.f.[0.24x]
2	(1.58-x).1.47	f/2	q.f.[1.16-0.73x]
		Σ	q.f.[-0.24x+1.16]

Tableau III.15 Les valeurs du travail interne.

Eléments		moment de rupture(M)	longueur (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	1.47	f/x	M.f [1.47/x]
	-	M	1.47	f/x	M.f [1.47/x]
2	+	M	x	f/1.47	M .f [x/1.47]
	-	M	1.58	f/1.47	M.f.[1.07]
			Σ	M.f [1.57x+4.32+x²/1.47x]	

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

(-0.24 x +1.16).qf = M.f.(1.57x+4.32+x²/1.47x)$\Rightarrow M = q_u \dfrac{-1.5.x^2 + 7.15.x}{4.x^2 + 6.36.x + 13.14}$

$\dfrac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ y =1.13 ; Donc : $\begin{cases} M_u = 0.231 q_u = 12.66 \times 0.299 = 2.92 kN.m. \\ M_{ser} = 0.231 q_{ser} = 8.99 \times 0.299 = 2.07 kN.m. \end{cases}$

En travée : **Aux appuis :**

- $M_{u\,t}$= 2.92 KN.m $M_{u\,a}$ = 0.5*2.92 =1.46KN.m
- $M_{ser\,t}$= 2.07KN.m$M_{ser\,a}$=0.5*2.07=1.03KN.m

III.3.2.1. Calcul du ferraillage

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

Quelque donnée h =15 cm, c= 1.5cm,

ρ=Lx/Ly=1.675/3.15=0.531

Et 0.4 <0.531 ≤ 1 donc la dalle travaillant suivant deux directions.

$$\phi \le \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5cm$$

On adopte alors Øx= Øy=10mm

dx=h-e-Ø/2=13 cm ; dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=12 cm

Tableau III.16 Calcul des sections de la dalle plein à E.L.U

		Mu (kN.m)	μ	B	A (cm²)	Amin(cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant X	travée	2.92	0.012	0.994	0.60	1.5	4HA10	3.14
	appuis	1.46	0.006	0.997	0.32	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	2.92	0.014	0.993	0.7	1.5	4HA10	3.14
	appuis	2.92	0.014	0.993	0.7	1.5	4HA10	3.14

III.3.2.2. Vérification à l'E.L.S La fissuration est peu nuisible

Tableau III.17 Vérification à l'E.L.S.

		Mser (kN.m)	Y_1	$I_G\ (cm^4)$	*K*	*σb (MPa)*	$\overline{\sigma b}$ *(MPa)*	$\sigma b \le \overline{\sigma b}$
Suivant X	travée	2.07	3.05	5608.73	0.036	0.103	15	CV
	appuis	1.03	3.05	5608.77	0.018	0.052	15	
Suivant y	travée	2.07	3.39	4790.22	0.04	0.138	15	
	appuis	2.07	3.39	4790.22	0.04	0.138	15	

III.3.2.3. Condition d'espacement

(Appuis et travée) : St =100/4=25 cm≤ St adm =min (3h=45 ; 33)=33 cm.

III.3.2.4. Vérification au cisaillement

Tableau III.18 Vérification au cisaillement

	Suivant X	**Suivant Y**
V (kN)	$\frac{P \times L_X \times L_Y}{2 \times L_Y + L_X} = \frac{11.827 \times 1.675 \times 3.15}{2 \times 3.15 \div 1.675} = 7.824$	$\frac{P \times L_X \times L_Y}{2 \times L_Y} = \frac{11.827 \times 1.675 \times 3.15}{2 \times 3.15} = 9.905$
τ_U (MPa)	$\frac{7.824 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.062$	$\frac{9.905 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.086$
$\overline{\tau_U}$ (MPa)	1.16	
$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$	CV	

III.3.2. 5.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

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \Rightarrow 0.089 \geq 0.05 \text{.....} \textit{vérifié} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} \Rightarrow 0.089 \geq 0.065 \text{.....} \textit{vérifié} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 0.0025 \leq 0.005 \text{.....} \textit{vérifié} \end{cases}$$

III.3.3.Calcul du deuxième type de rupture de la dalle (Type 2)

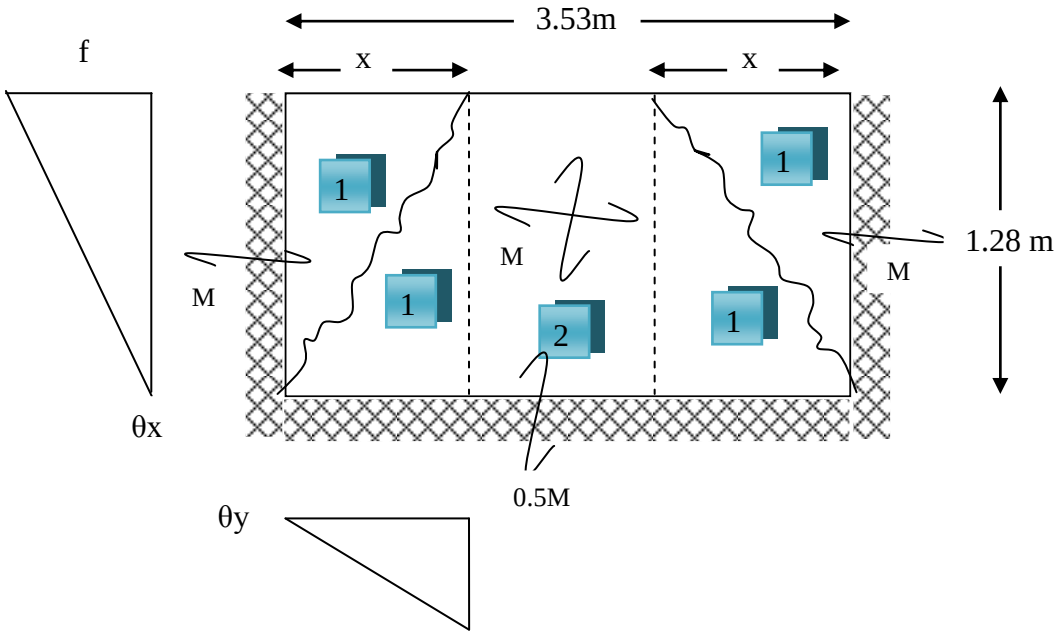


Figure III.17.la ligne de rupture de 2ième types

Tableau III.19 Calcul les actions

		G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P (kN/m^2)
Terrasse	ELU	7.71	1	11.90
	ELS			8.71
courant	ELU	5.49	3.5	12.66
	ELS			8.99

Tableau III 20 Les valeurs du travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	(1.28x)/2	f/3	q.f [0.21x]
2	(3.53-2x).1.28	f/2	q.f [2.25-1.28x]
		Σ	qf. [-0.44x+2.25]

Tableau III.21 Les valeurs du travail interne.

Eléments		Moment de rupture(M)	longueur (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	1.28	f/x	M.f[1.28/x]
	-	M	1.28	f/x	M.f[1.28/x]
2	+	M	2x	f/1.28	Mf [2x/1.28]
	-	0.5M	3.53	f/1.28	M.f[1.37]
			Σ	Mf [6.55x+2x²+1.75x/1.28x]	

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$$Mf\,[6.55x+2x^2+1.75x/1.28x] = qf\,(-0.44x+2.25) \Longrightarrow M = q_u \frac{-1.5.x^2 + 7.15.x}{4.x^2 + 6.36.x + 13.14}$$

On résoudre l'équation $\begin{cases} \frac{dM}{dy_1} = 0 \\ \frac{dM}{dy_2} = 0 \end{cases} \Longrightarrow$ y_1=1.03m

Donc : M_u= 0.24 .q_u= 12.66× 0.24= 2.88kN.m.

M_{ser}= 0.24.q_{ser} =8.99 ×0.24 = 2.15kN.m.

En travée : **Aux appuis :**

- $M_{u\,t}$= 2.88kN.m $M_{u\,a}$ = 0.5*2.88 =1.44kN.m
- $M_{ser\,t}$=2.15kN.m$M_{ser\,a}$=0.5*2.15=1.07kN.m

III.3.3.1. Calcul du ferraillage

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

Tableau III.22 Calcul des sections de la dalle pleine.

		M_u (kN.m)	μ	B	A (cm²)	Amin(cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant X	travée	2.88	0.11	0.994	0.64	1.5	4HA10	3.14
	appuis	1.44	0.05	0.997	0.33	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	travée	2.88	0.11	0.993	0.70	1.5	4HA10	3.14
	appuis	2.88	0.11	0.996	0.35	1.5	4HA10	3.14

III.3.3.2. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

Tableau III.23 Vérification à l'E.L.S.

		Mser (kN.m)	Y_1	I_G (cm^4)	K	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
Suivant X	travée	2.15	3.059	5608.73	0.036	1.101	15	CV
	appuis	1.075	3.059	5608.73	0.018	0.550	15	
Suivant y	travée	2.15	2.923	4713.12	0.043	1.256	15	
	appuis	2.15	2.923	4713.12	0.021	0.628	15	

III.3.3.3. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : St =100/4=25 cm≤ St adm =min (3h=45 ; 33)=33 cm.

III.3.3.4. Vérification au cisaillement :

Tableau III.24 Vérification au cisaillement

	Suivant X	**Suivant Y**
V (kN)	$\frac{p \times L_X \times L_Y}{2 \times L_Y + L_X} = \frac{12.661 \times 2.55 \times 1.325}{2 \times 2.55 \div 1.325} = 6.658$	$\frac{p \times L_X \times L_Y}{2 \times L_Y} = \frac{12.661 \times 1.325 \times 2.55}{2 \times 2.55} = 8.387$
τ_U (MPa)	$\frac{6.658 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.053$	$\frac{8.387 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.072$
$\overline{\tau_U}$ (MPa)	1.16	
$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$	CV	

III.3.3.5.Vérification de la flèche [1]

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

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow 0.113 \geq 0.05 \text{.....vérifié} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} \Rightarrow 0.113 \geq 0.065 \text{.....vérifié} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 0.0025 \leq 0.005 \text{.....vérifié} \end{cases}$$

III.4. ESCALIER

III.4.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier.

III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

h Hauteur de la marche.

g Largeur de la marche.

L Longueur horizontale de la paillasse.

H Hauteur verticale de la paillasse.

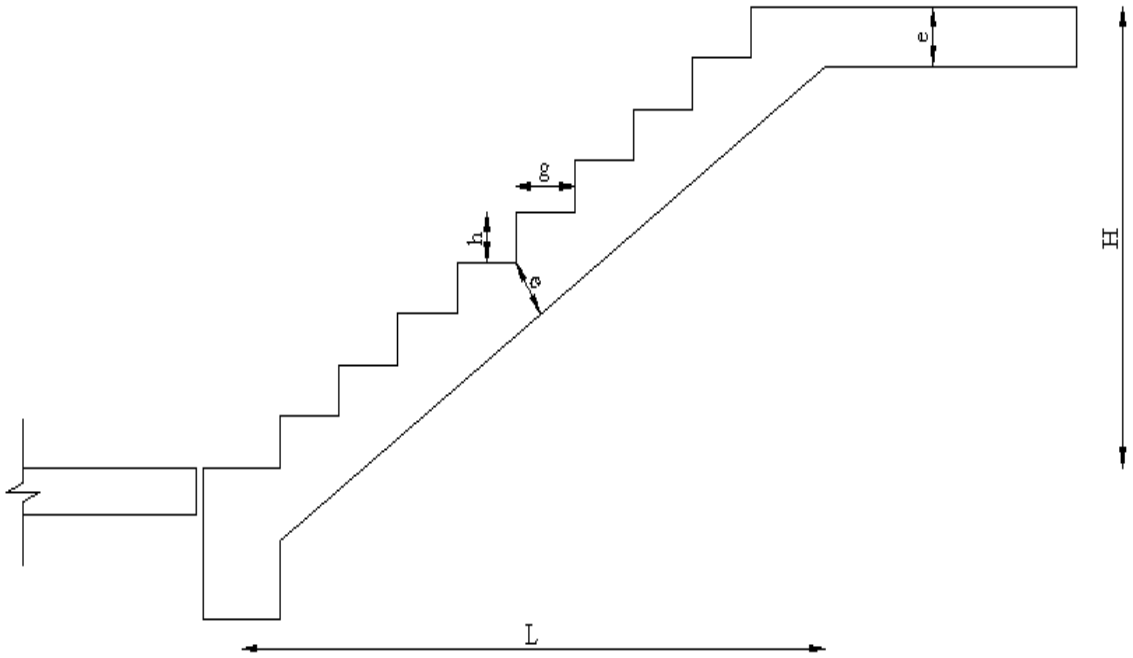


Figure III.18. Dimensions de l'escalier

III.4.3 dimensionnement d'escalier :

III.4.3.A) Sous-sol :

III. 4.3.A.1. Predimensionnement :

On a le schéma statique suivant :

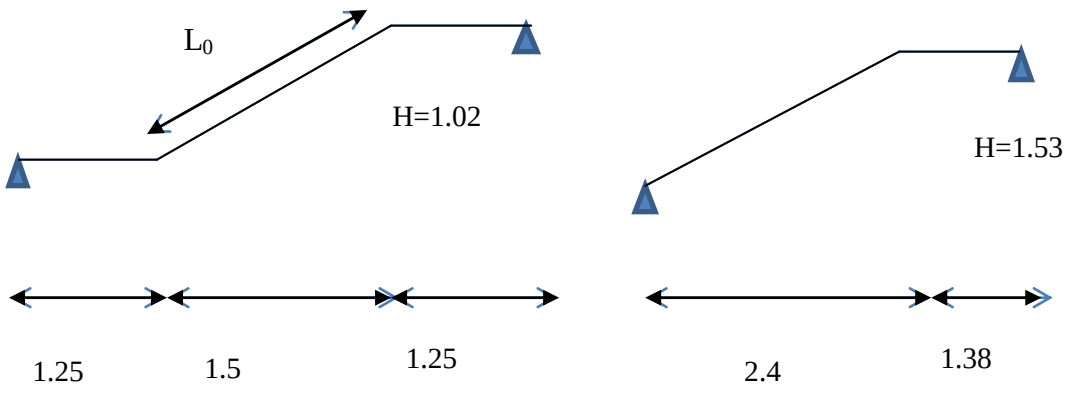


Figure III.19. Dimensions de l'escalier – sous-sol (3 volée)-

Vérification de la formule de BLONDEL :

$59 \leq g+2\,h \leq 66$

$59 \leq 64 \leq 66$ CV

- **épaisseur de la paillasse**

1er volée

$Tg\,\alpha = H/L = 0.68$, $\alpha = 34.21$

$L_0 == H / \sin\alpha = 1.81$

$L_T = 4.31$m.

$L_T / 35 \leq ep \leq L_T / 30$

$12.31 \leq ep \leq 14.36$

soit**ep = 15 cm**

2ème volée

Tg α =H/L = 0,637,α = 32.37

L_0 == H / sin α =2.84

L_T = 4.22m.

$L_T / 35 \leq ep \leq L_T / 30$

$12.05 \leq ep \leq 14.06$

soit**ep = 15 cm**

III. 4.3.A.2. Evaluation des charges

1er volée

Tableau III-25. Évaluation des charges permanentes pour la paillasse

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0,20$	25	4.534
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0,085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	8.389

Surcharges d'exploitation Q

Q = 5 KN/m^2

Tableau III 26. Évaluation des charges permanentes pour lepalier.

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.49

Surcharges d'exploitation Q

$Q = 5\ KN/m^2$

III. 4.3.A.3 Combinaison des charges

Tableau III.27. Évaluation des charges permanentes pour lepalier.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5.49	5	11.161	7.99
Paillasse	8.839	5	15.075	10.889

III. 4.3.A.4 Détermination des sollicitations à l'ELU

Les équations d'équilibres donnent

$R_A = 25.25\ Kn$

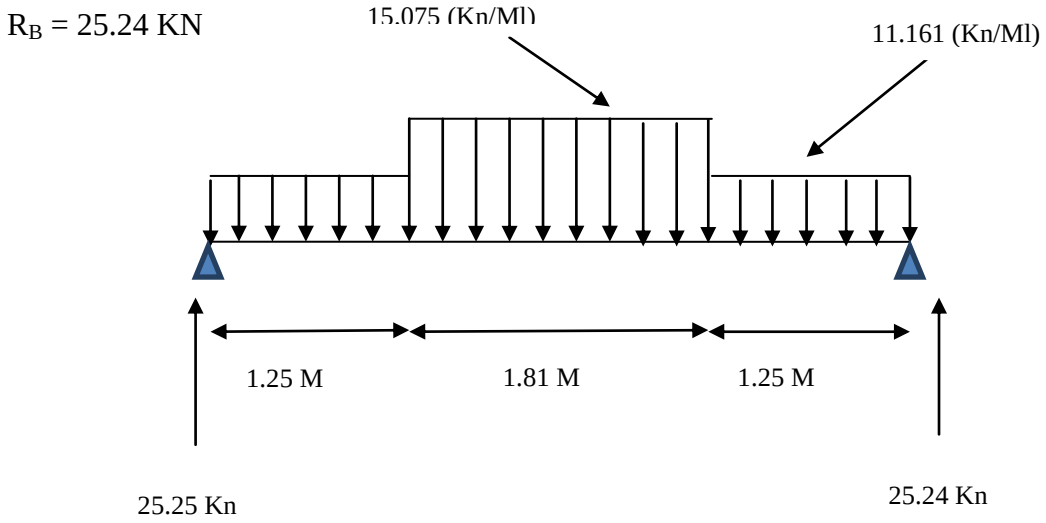


Figure III.20. schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 25.25 - 11.161x \quad .....x \in [0;1.25[\\ T(x) = 11.29 - 15.075x \ ..... \ x \in [0;1.81[\\ T(x) = --11.31 - 11.161x \ .....x \in [0;1.25[\end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x):\begin{cases} M(x) = 25.25x - 5.58x^2 \ .....x \in [0;1.25[\\ M(x) = 25.25(x+1.25) - 11.78(1.25).(0.625+x) - 15.06\dfrac{x^2}{2} .....x \in [0;1.81[\\ M(x) = 25.25(x+2.125) - 13.96.(2.125+x) - 22.61.(0.75+x) - 11.161\dfrac{x^2}{2} ..... x \in [0;1.25[\end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [1.16;3.86] pour T(x) = 0 $\Rightarrow$ x = 0.74 m.

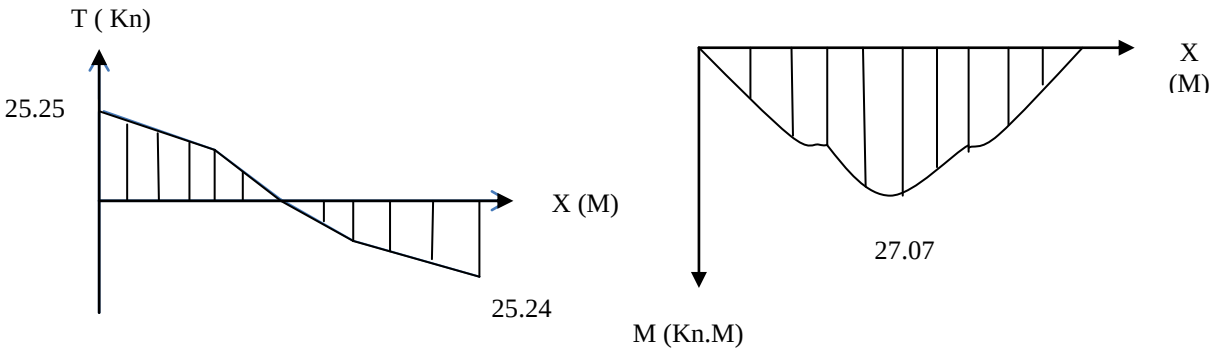
M(0.74) = 27.07 KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 13.53$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 23.00$KN.m.

- **Diagrammes des efforts**



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.21. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III. 4.3.A.5 Détermination des sollicitations à l'ELS

$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = 27.27$ KN/ml.

$\Sigma M/_A = 0 \Rightarrow R_B = 26.64$KN/ml.

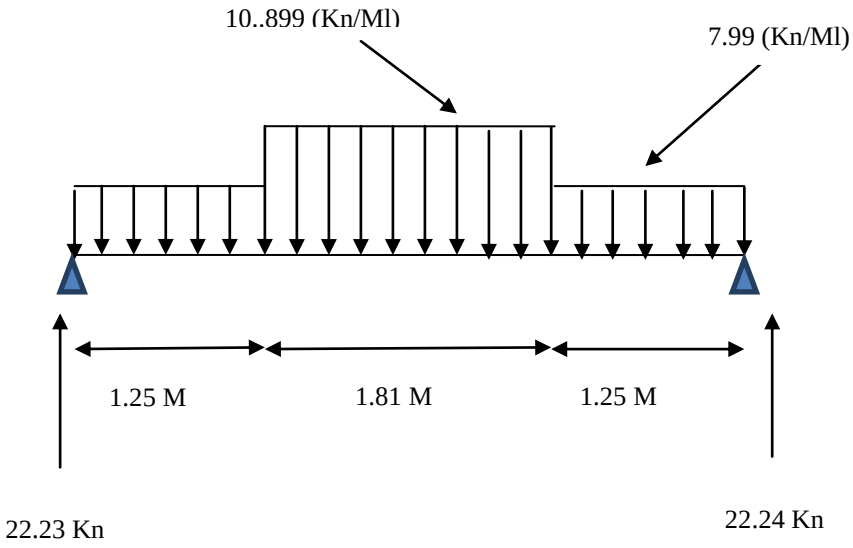


Figure III.22. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 22.23 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.55]. \\ 9.84 - 10.459x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.81]. \\ -10.84 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.55] \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 22.23\ x - 3.99\ x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.55]. \\ 24.85 + 9.84\ x - 5.84\ x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.85] \\ 42.63 + 1.84\ x - 5.99\ x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.55] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.0.74] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.10$ m.

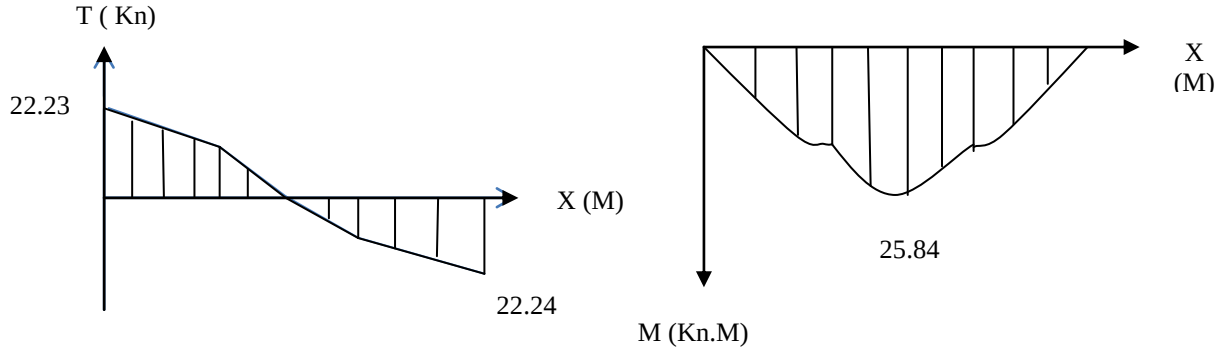
$M(1.10) = 25.84$KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 12.92$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 21.96$KN.m.

- **Diagrammes des efforts**



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.23. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

2er volée

III. 4.3.A.6. Evaluation des charges

Tableau III-28.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0,20$	25	4.446
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0,085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	8.311

Tableau III .29. Évaluation des charges permanentes pour lepalier.

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.49

Surcharges d'exploitation Q

Q = 5 KN/m^2

III. 4.3.A.7.Combinaison des charges

Tableau III.30.Évaluation des charges de l'escalier.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m^2	E.L.S G+Q KN/m^2
Palier	5.49	5	11.161	7.99
Paillasse	8.460	5	14969	10.83

III. 4.3.A.8.Détermination des sollicitations à l'ELU

Les équations d'équilibres donnent

R_A =31.68 Kn

R_B = 27.89 KN

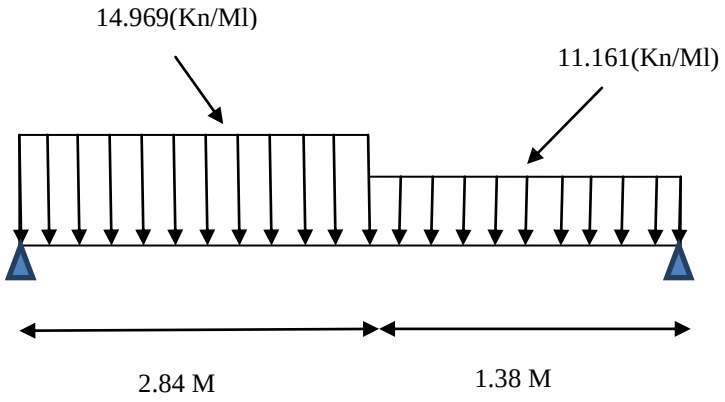


Figure III.24.schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 31.68 - 14.969x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;2.84]. \\ -10.83 - 11.161x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.53]. \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 31.68x - 7.484\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\,;2.84] \\ 31.68(2.84+x) - 14.969(2.84)(1.42+x) - 5.58x^2 \ldots\ldots x \in [0;1.53] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.1.42] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.11$ m.

$M(2.11) = 31.28$ KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 13.29$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 26.58$KN.m.

. **Diagrammes des efforts**

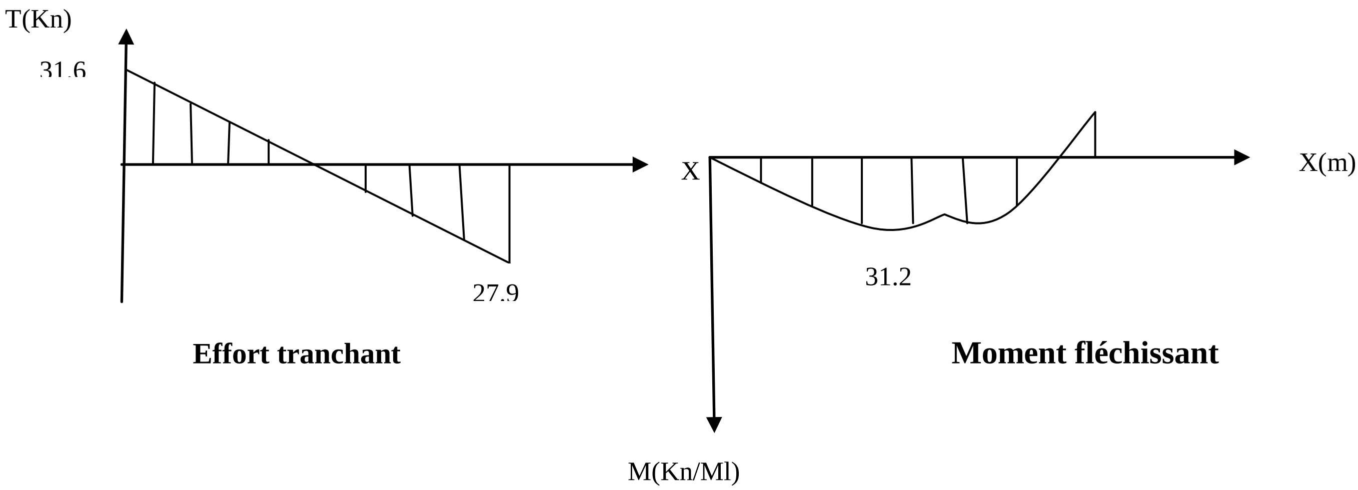


Figure III.25. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III. 4.3.A.9.Détermination des sollicitations à l'ELS

Les équations d'équilibres donnent

R_A =22.90 Kn

R_B = 20.07 KN

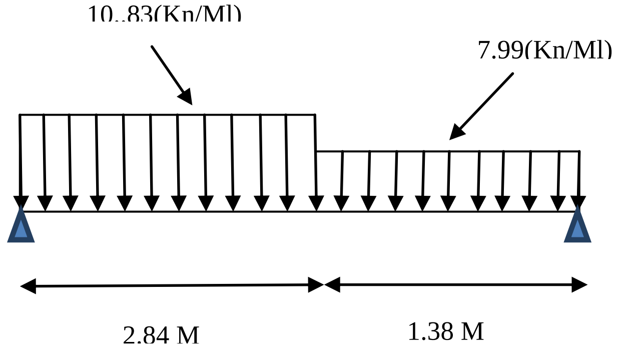


Figure III.26. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 22.90 - 10.83x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;2.84]. \\ -10.85 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38]. \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 22.90x - 5.41\ x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.42]. \\ 22.90(2.84+x) - 30.757(1.42 + x) - 3.99x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.1.42] pour $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.11$ m.

$M(2.11) = 24.21$ KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 12.10$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 20.57$KN.m.

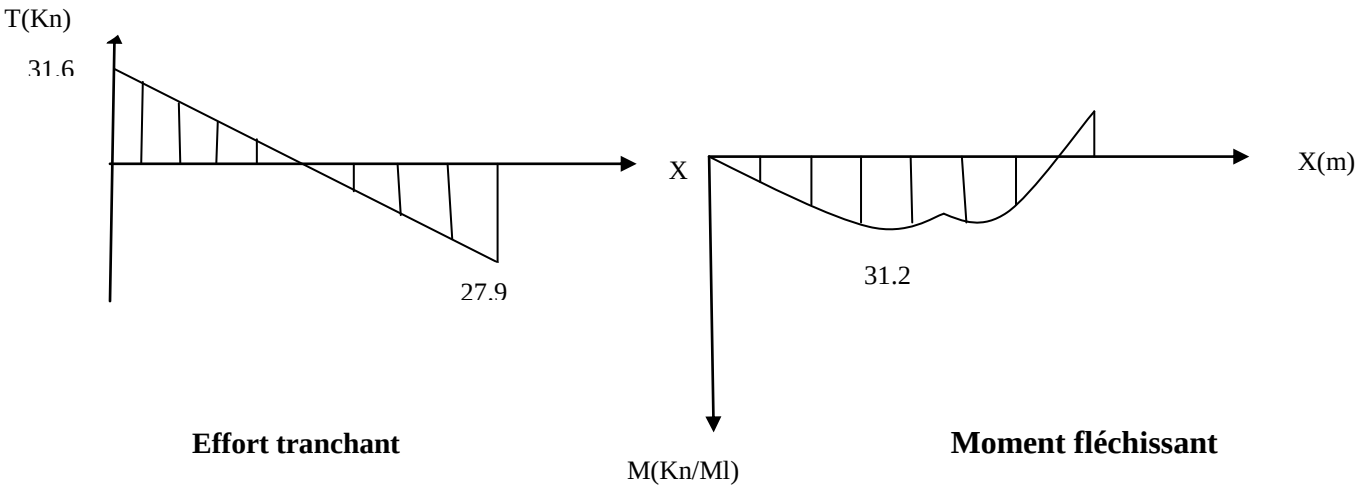


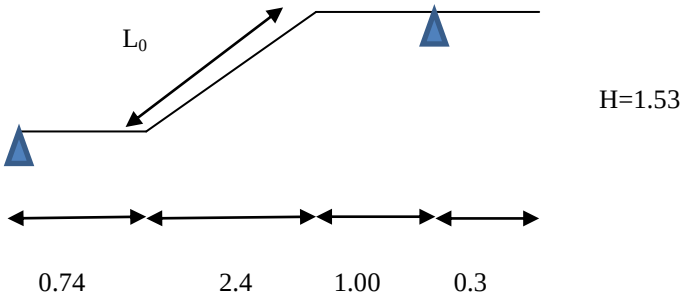
Figure III.27. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.4.3.b RDC .étage courant

III. 4.3.A.1 Predimensionnement

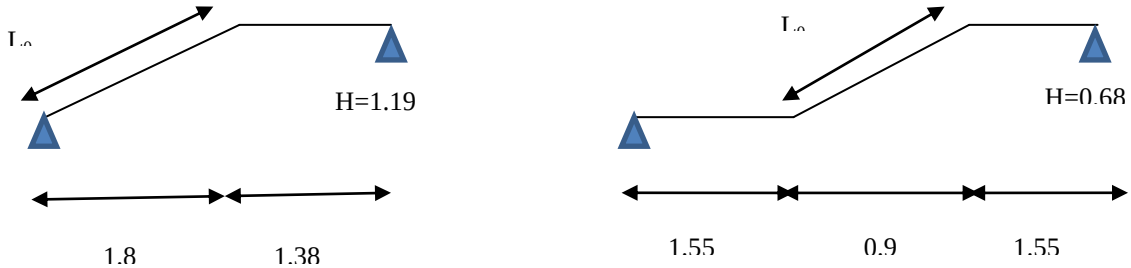
On a le schéma statique suivant :

Type 01h=0.17cmG=0.30cm



TYPE 02

h=0.17cmG=0.30cm



- 1er volée - - 2ème volée -

Figure III.28.Dimensions de l'escalier – RDC .étage courant –

Vérification de la formule de BLONDEL

$59 \leq g+2\,h \leq 66$

$59 \leq 64 \leq 66$ CV

- **épaisseur de la paillasse**

A. Type 01

$Tg\,\alpha = H/L = 0.637$, $\alpha = 32.51$

$L_0 == H / \sin\alpha = 2.84$

$L_T = 4.88m.$

$L_T / 35 \leq ep \leq L_T / 30$

$13.94 \leq ep \leq 16.26$

Soit**e p = 15 cm**

B. Type 02

1er volée

$Tg\,\alpha = H/L = 0{,}661$, $\alpha = 33.46$

$L_0 == H / \sin\alpha = 1.42$

$L_T = 2.8m.$

$L_T / 35 \leq ep \leq L_T / 30$

$8.00 \leq ep \leq 9.33$

Soit**e p = 15 cm**

2ème volée

$Tg\,\alpha = H/L = 0{,}438$, $\alpha = 23.68$

$L_0 == H / \sin\alpha = 0.74$

$L_T = 3.84m.$

$L_T / 35 \leq ep \leq L_T / 30$

$10.97 \leq ep \leq 10.97$

Soit**e p = 15 cm**

III. 4.3.A.2Evaluation des charges

A. Type 01

Tableau III.31. Évaluation des charges permanentes pour la paillasse

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0,20$	25	4.446
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0,085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	8.311

Tableau III .32.Évaluation des charges permanentes pour lepalier.

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.49

Surcharges d'exploitation Q

Q = 2.5 KN/m^2

III. 4.3.A.3 Combinaison des charges

Tableau III.34.Évaluation des charges de l'escalier.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m^2	E.L.S G+Q KN/m^2
Palier	5.49	2.5	11.161	7.99
Paillasse	8.331	2.5	14.996	10.83

III. 4.3.A.4.Détermination des sollicitations à l'ELU

Les équations d'équilibres donnent

R_A =30.523 Kn

R_B = 45.244 K

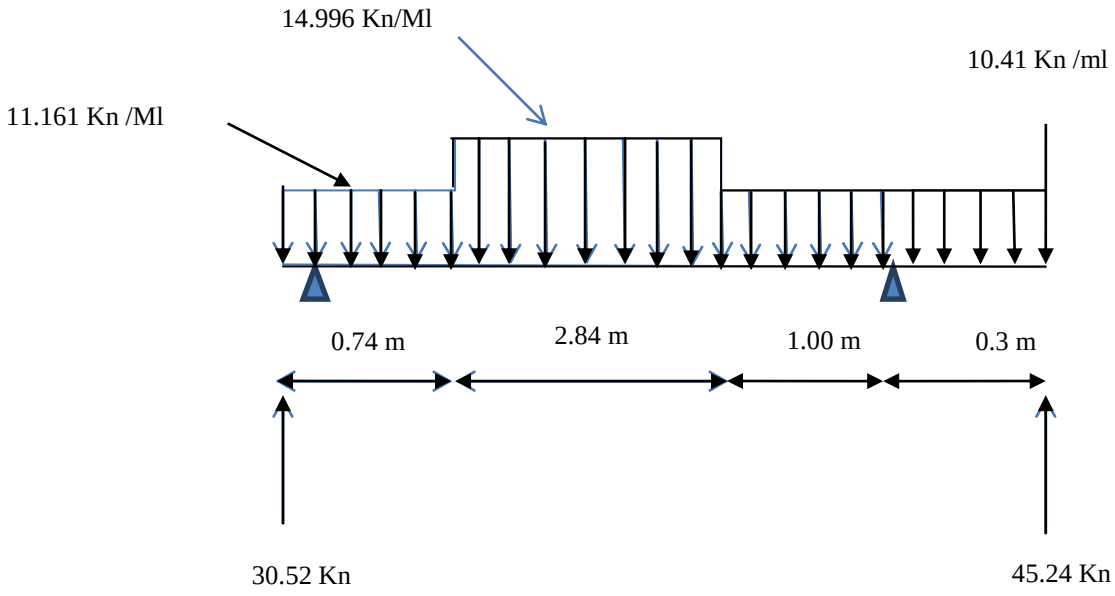


Figure III.29.schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$T_u(x): T(x) = \begin{cases} T(x) = 30.52 - 11.161x \quad .....x \in [0;0.74[\\ T(x) = 22.42 - 14.96x \ ..... \ x \in [0;2.84[\\ T(x) = -20.158 - 11.161x \ .....x \in [0;1.00[\\ T(x) = 10.41 - 11.161x \ ..... \ ..x \in [0;0.30[\end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = 30.523x - 5.58x^2 \ .....x \in [0;0.74[\\ M(x) = 30.523(x + 0.74) - 11.161(0.74).(0.37 + x) - 14.996\frac{x^2}{2} ..... \ x \in [0;2.84[. \\ M(x) = 30.523(x + 3.58) - 8.25.(3.58 + x) - 42.58(1.42 + x) - 11.161\frac{x^2}{2} ..... \ x \in [0;1.00[\\ M(x) = -10.41x - 5.58x^2 ..... \ x \in [0;0.30[\end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0;2.84] pour T(x) = $0 \Rightarrow$ x = 0.74 m.

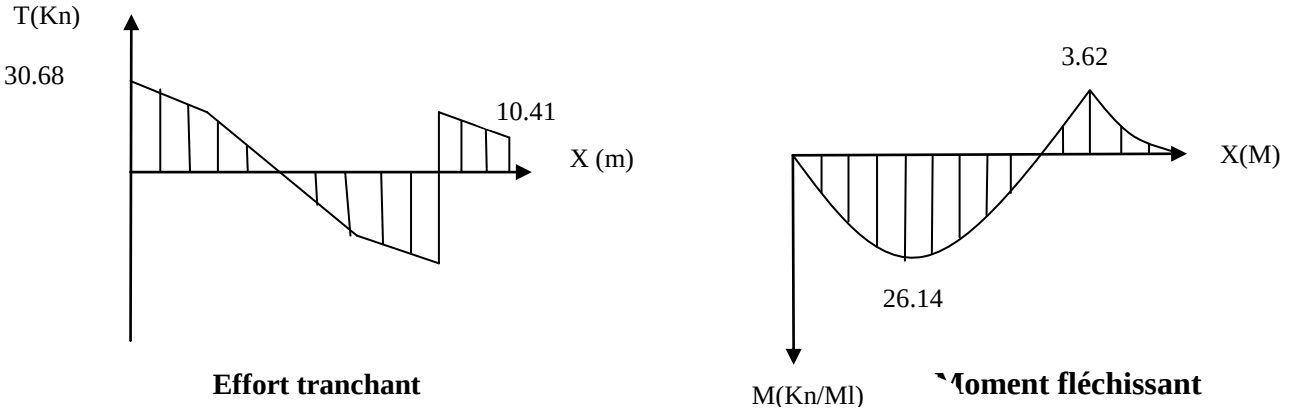
M(0.74) = 26.14 KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 13.53$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 22.21$KN.m.

Diagrammes des efforts



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.30. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III. 4.3.A.5. Détermination des sollicitations à l'ELS

$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = 27.27$ KN/ml.

$\Sigma M/_A = 0 \Rightarrow R_B = 26.64$KN/m

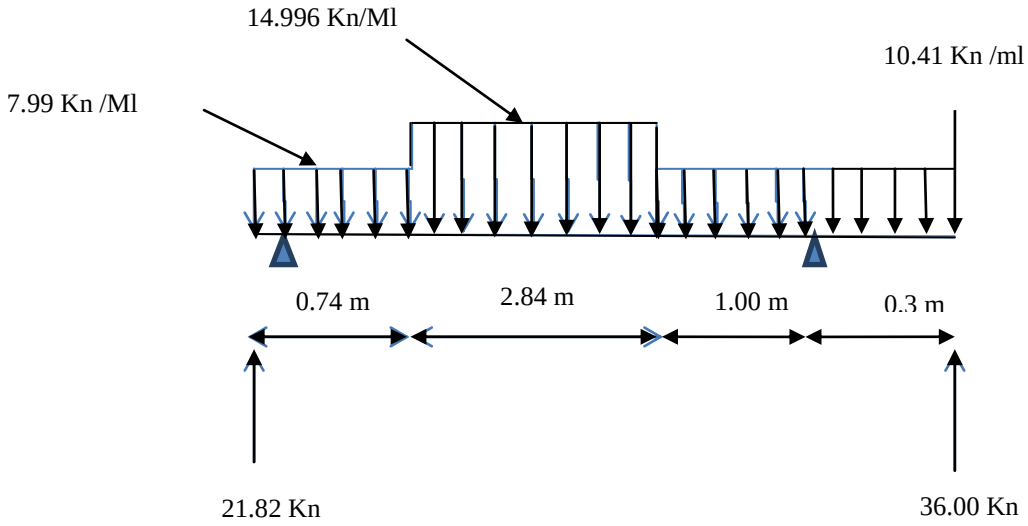


Figure III.31. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 21.82 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;0.74]. \\ 15.90 - 10.96x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;2.84]. \\ -23.21 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.00] \\ 10.41 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;0.3] \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 21.82x - 7.99\dfrac{x^2}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;0.74]. \\ 21.82(0.74+x) - 7.99(0.74)(0.87 + x) - 10.96\dfrac{x^2}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0.;2.84] \\ 14.93 - 23.21x - 3.99\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.00] \\ -10.41x - 3.99\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;0.30] \end{cases}$$

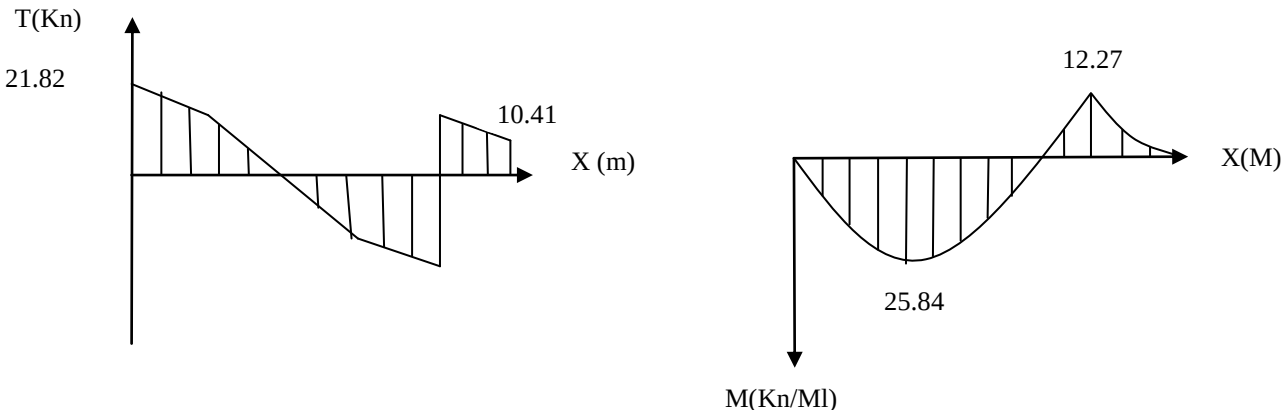
$M^{max} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.45$ m.

Donc $M_{ser}(1.45\ m) = 25.48$KN.m.

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 12.92$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 21.65$KN.m.

Diagrammes des efforts



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.32. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

B. Type 02

1er volée

Tableau III.35.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0,20$	25	4.495
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0,085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	8.460

Tableau III .36.Évaluation des charges permanentes pour lepalier.

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.49

Surcharges d'exploitation Q

Q = 2.5 KN/m^2

III. 4.3.A.6. Combinaison des charges

Tableau III..37.Évaluation des charges de l'escalier

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m^2	E.L.S G+Q KN/m^2
Palier	5.49	2.5	11.161	7.99
Paillasse	8.460	2.5	15.171	10.459

III. 4.3.A.7 Détermination des sollicitations à l'ELU

Les équations d'équilibres donnent

R_A =19.38 Kn

R_B = 17.56 KN

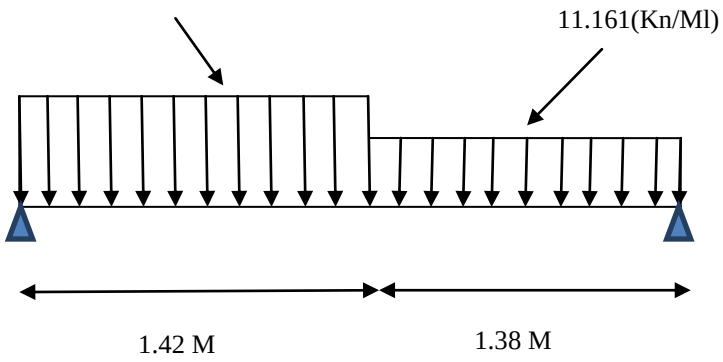


Figure III.33.schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 19.38 - 15.171x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.42]. \\ -2.16 - 11.33x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38]. \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 19.38x - 7.58\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.42]. \\ 19.38(1.42+x) - 15.171(1.42)(0.71 + x) - 5.58x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.1.42] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.27$ m.

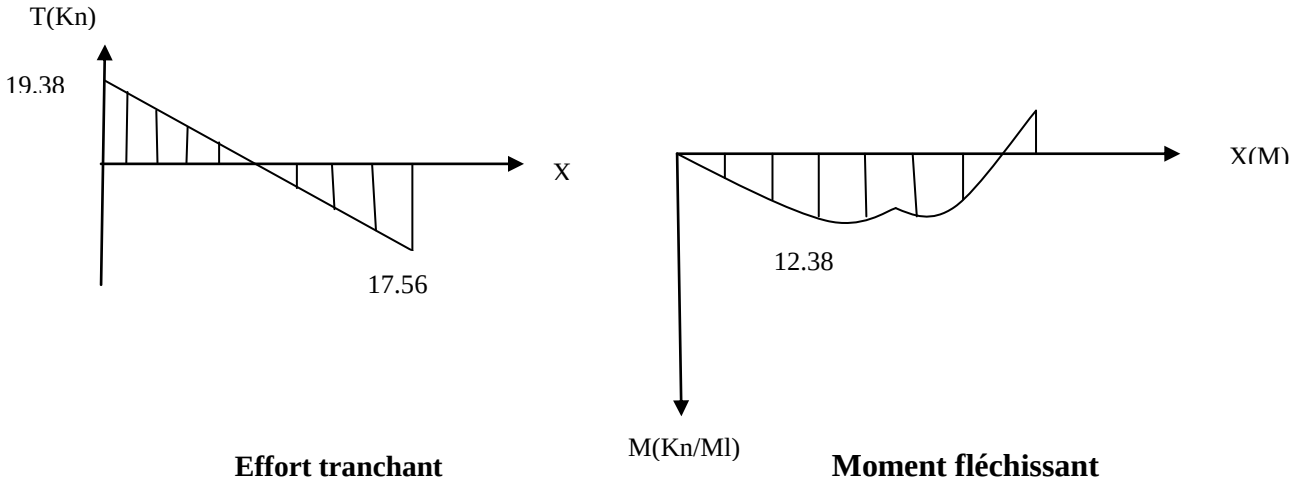
$M(1.27) = 12.38$ KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 6.19$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 10.52$KN.m.

. **Diagrammes des efforts**



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.34. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III-3-9 Détermination des sollicitations à l'ELS

Les équations d'équilibres donnent

$R_A = 8.16$ Kn

$R_B = 18.41$ KN

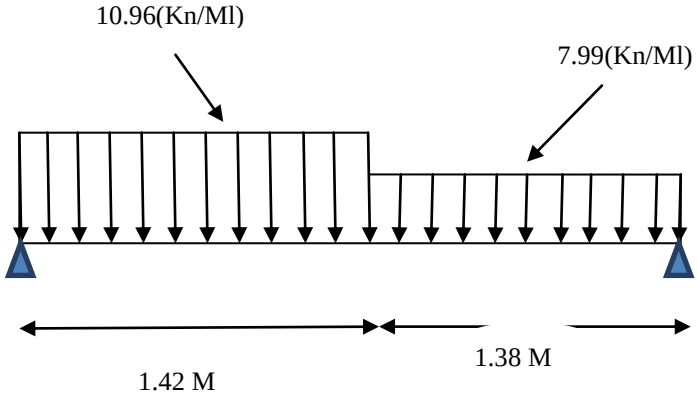


Figure III.35. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 8.16 - 10.96x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.42]. \\ -7.4 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38]. \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 8.16x - 5.48\ x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.42]. \\ 8.16(1.42+x) - 10.96(1.42)(0.71 + x) - 3.99x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.38] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.1.42] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0.74$ m.

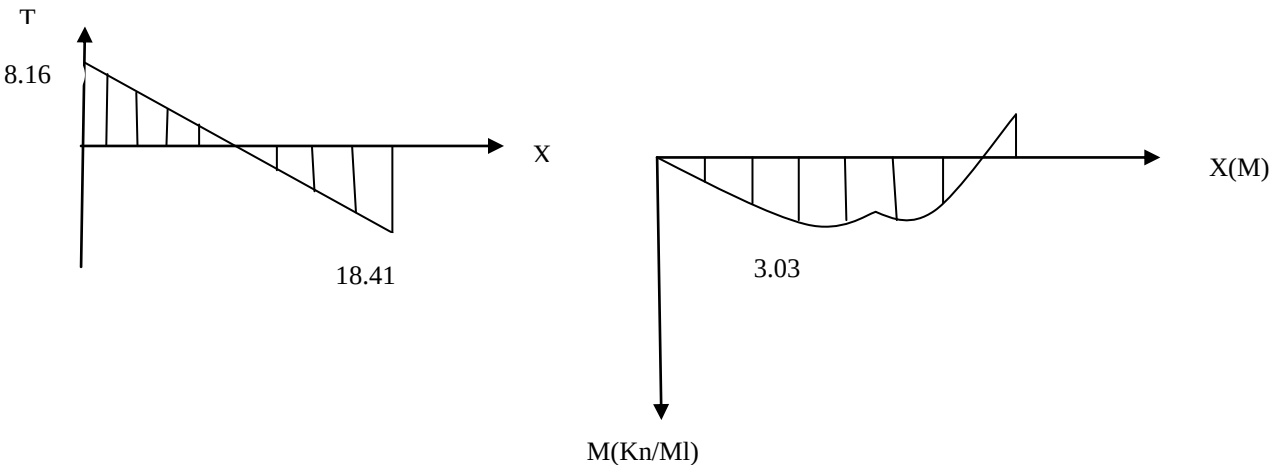
$M(0.74) = 3.03$ KN.m.

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 1.51$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 2.57$KN.m.

Diagrammes des efforts



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.36. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

2er volée

Tableau III-38.Évaluation des charges permanentes pour la paillasse

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0,20$	25	4.0.94
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0,085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	7.959

Tableau III .39.Évaluation des charges permanentes pour lepalier

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	3.75
2	carrelage	0,02	20	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.49

Surcharges d'exploitation Q

Q = 5 KN/m^2

III. 4.3.A.8. Combinaison des charges

Tableau III.40.Évaluation des charges de l'escalier.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U 1,35.G+1,5.Q KN/m^2	E.L.S G+Q KN/m^2
Palier	5.49	2.5	11.161	7.99
Paillasse	7.959	2.5	14.494	10.459

III. 4.3.A.9.Détermination des sollicitations à l'ELU

$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = 22.65$ KN/ml.

$\Sigma M/_A = 0 \Rightarrow R_B = 22.66$KN/ml.

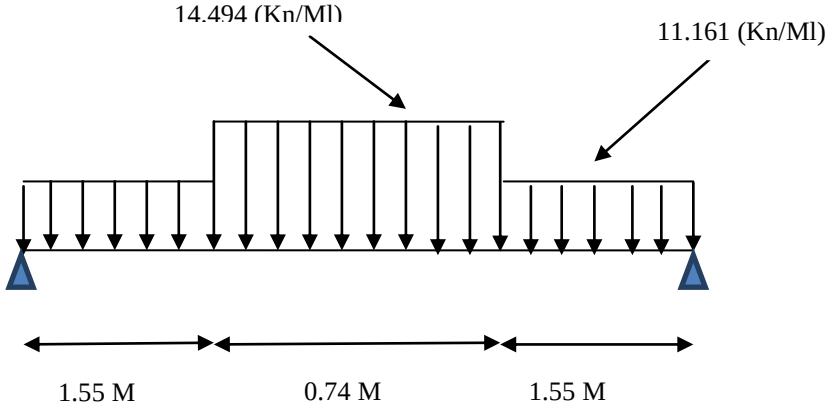


Figure III.37.schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 22.65 - 11.161x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.55]. \\ 5.35 - 14.494x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74]. \\ -5.37 - 11.161x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.55] \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 22.65x - 5.58\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\,;1.55]. \\ 21.7+5.335x - 3.99x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74] \\ 21.76+5.37x - 11.161x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.0.74] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0.36$ m.

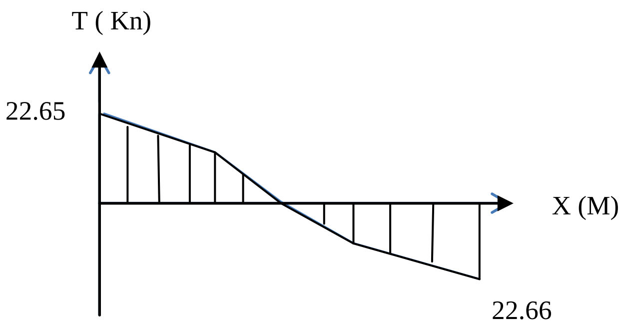
$M(0.36) = 22.68$ KN.m.

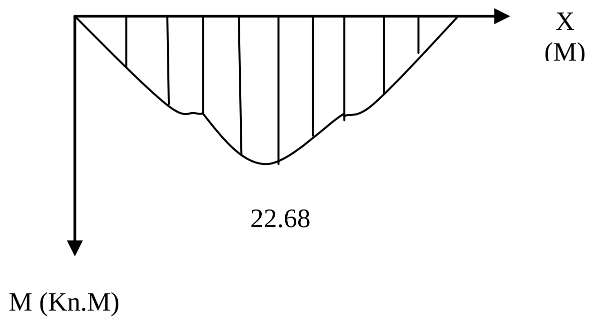
Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 11.34$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 19.27$KN.m.

- **Diagrammes des efforts**





Effort tranchantMoment fléchissant

Figure III.38. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III. 4.3.A.Détermination des sollicitations à l'ELS

$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = 16.24$ KN/ml.

$\Sigma M/_A = 0 \Rightarrow R_B = 16.25$ KN/ml.

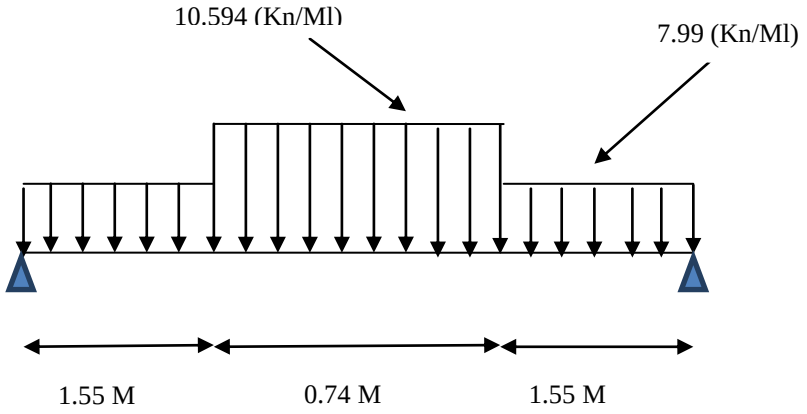


Figure III.39. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

- **Effort tranchant**

$$T(x) = \begin{cases} 16.24 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.55]. \\ 3.85 - 10.459x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74]. \\ -16.25 - 7.99x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;1.55] \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = \begin{cases} 22.65x - 5.58\,x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0\ ;1.55]. \\ 21.7+5.335x - 3.99x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74] \\ 21.76+5.37x - 11.161x^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots x \in [0;0.74] \end{cases}$$

La position du moment fléchissant maximum se trouve dans l'intervalle [0.0.74] pour

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0.36$ m.

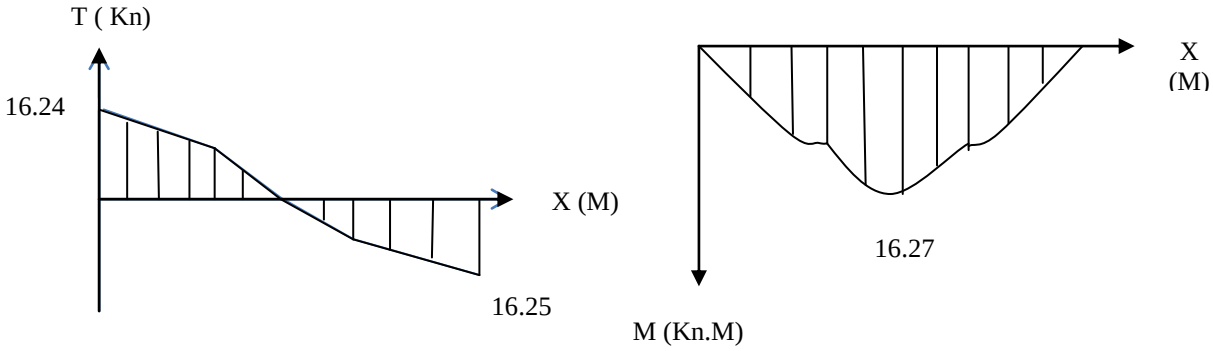
$M(0.36) = 16.27$ KN.m

Pour les paillasses et les paliers comme des dalles, on peut calcul les moments en travées et aux appuis

$M_A = M_B = 0.5M_0 = 8.13$KN.m.

$M_t = 0.85M_0 = 13.82$KN.m

- **Diagrammes des efforts**



Effort tranchant **Moment fléchissant**

Figure III.40. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.4.4.1. Calcul du Ferraillage à l'ELU

Lessections sont soumises à la flexion simple avec

Acier feE400 ;$\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Béton $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa ;

b = 100 cm ; h = 17 cm ; d =15 cm.

- **En travée**

M_t^{max} = 26.58 KN.m.

- **Section d'armatures**

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{26.58.10^6}{14.2\times1000\times125^2} = 0.124 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$

$\rightarrow$; $\beta = 0.934$

donc $A_l = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{26.58.10^6}{0.934\times125\times348} = 6.54cm^2.$

On choisit A_l = 6 HA12 = 6.78cm^2 .

- **Condition de non fragilité de A_l**

$A_l \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100\times17}{1000} = 1.70\ cm^2$

Donc $A_l = 6.78\ cm^2 > A_{min} = 1.50\ cm^2$(CV) .

- **L'espacement**

$S_t = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16.66cm.$

On prend S_t = 17 cm.

- **Vérification de l'espacement**

$S_t \leq$ min (3h =51 cm ; 33 cm).

Donc $S_t = 17\ cm \leq \overline{S_t} = 33\ cm$ (CV).

- **Armatures de répartition [art A.7.2.4.1 CBA93]**

$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.78.}{4} = 1.96\ cm^2.$

On adopteA_r = 3 HA10 = 2.35 cm^2 .

- ϕ_{rep}= 10 mm <ϕ_l= 12 mm (cv).

- Espacement

$S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33cm.$

$S_t \leq$ min (4h = 68 cm ; 45 cm).

On adopte S_{tr}= 33.33 cm.

Donc $S_{tr} = 33.33\ cm \leq \overline{S_t} = 33\ cm$ (CV).

- **Aux appuis**

M_a^{max} = 15.64KN.m.

Section d'armatures

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{15.64.10^6}{14.2\times1000\times125^2} = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$\rightarrow \beta = 0.964$

$$A_l = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{15.64.10^6}{0.955\times125\times348} = 3.72cm^2.$$

On choisit A_l = 5 HA10 = 3.92cm^2 ; esp = 20 cm.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.7\ cm^2$$

A_s = 3.92 cm^2> 1.7 cm^2(CV)

- **Condition sur l'espacement**

$S_t \leq$ min (4h = 68 ; 33) cm = 33 cm .

$\rightarrow$ S_t= 20 cm < 33 cm (CV) .

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.93cm^2$$,on prend A_r = 3 HA10 = 2.35 cm^2

Avec S_t = 34 cm.

- **Condition sur l'espacement**

$S_t \leq$ min (4h = 68 ; 45) cm = 45 cm .

$\rightarrow$ S_t= 34 cm < 45 cm (CV) .

III.4.4.2.Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

[art A.5.2.2 CBA93]

On doit vérifier que $\tau_u \leq \frac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b}$ = 1.16 MPA .

Tel que f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5.

T_u^{max} = 31.68 KN d'ou.

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0.d} = \frac{31.68.10^3}{1000\times125} = 0.253\ MPa.$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.253$ MPA $< \overline{\tau_u} = 1.16$ MPA (cv).

Donc les armatures transversales sont inutiles, le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant.

III.4.4.3. Vérification à l'E.L.S

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

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

Tableau III.41. Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	5.32	4.80
M_{ser} (kN.m)	21.96	12.92
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.83$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.58$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8243.28$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7258.2$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y\ 9.25=$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y\ 9.825=$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.4.4.4.. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{414} = 0.036 \geq \frac{26.58}{20 \times 31.28} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100\times12.5} = 0.0054 \le \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

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

- pour les flèches dues aux charges instantanées

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

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

- pour les flèches dues aux charges de longues durées

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

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$

- ✓ $I_{fv} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7.30\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I_0 = 30934.96 cm^4$$

Tableau III.42. Vérification de la flèche de l'escalier ❖

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
6.78		0.00542	472.25	0	7.30	30934.96
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF <F_{adm}
35380.61	35380.61	4.00	12	8.00	8.20	Oui

III.5.Etude de la poutre palière

La poutre palière a une section (b×h) et une longueur L ; jeu le rôle d'un support pour les escaliers, elle seraprédimensionnemée et calculée comme les poutres norm

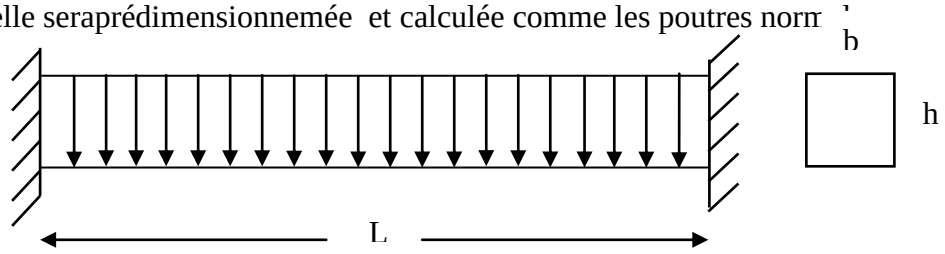


Tableau III.43les dimensions de poutre palière.

Conditions à vérifier :	Choix de dimensions :
Condition de résistance $L/15 \leq h \leq L/10$ $3h \leq b \leq 0.7h$	L= 4.00m ⇒ 0.25cm≤ h ≤40cm : h = 35 cm h=30 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b≤24.5cm : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99 : $h \geq 30cm$; $b \geq 20$ cm $h/b \leq 4$	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16 ;
Condition de rigidité $(h/L \geq 1/16)$	(30/300=0.08) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 35cm ; b =30 cm**

III.5.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :Pp=(0.35*0.30)×25=2.62kN.

Réaction d'escalier : Ru= 27.89kN,Rs=20.07kN ⇨ { Pu=31.42 kN ; Ps=22.69 kN

III.5.2. Calcul des efforts

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

$$\begin{cases} Ra=Rb=PL/2 \\ Ma=PL^2/12 \\ Mt=PL^2/24 \end{cases}$$

Tableau III.44.Calcul des efforts pour la poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kNm)	Mt (kNm)
ELU	62.84	41.89	20.94
ELS	45.38	30.25	15.12

III.5.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Tableau III.45.ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	20.94	0.01	0.995	1.86	0.00	3HA12=3.39
En appuis	41.89	0.02	0.990	3.12	0.00	3HA12=3.39

III. 5.4. Vérification à l'ELS :

Tableau III.46.vérification de ferraillage de poutre palière à l'ELS

	M_s (kN.m)	I(cm^4)	K(N/mm^3)	y (cm)	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	15.12	287446.311	0. 026	4.76	1.24	cv
En appuis	30.25	287446.311	0.052	4.76	2.48	cv

- **Vérification selon RPA 99 version 2003 :**

On a : A= (3.39+3.39)=6.78 cm^2<Amin =B/ 1000 = 1.05 cm^2

III. 5.5.Vérification de l'effort tranchant :

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27.89\times10^3}{300\times270} = 0.286\,MPa$$

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

$$\tau_u = 0.286\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad cv$$

III.5.6. vérification des armatures longitudinales :

Il faut vérifier que : $A \geq \frac{\gamma s.Vu}{fe}$

A=3.39 cm^2≥ (1.15×27.89)/400=0.08 cm^2 cv

III.5.7. Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

$$V_u = 27.89\,kN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times4000\times243 = 648\,kN \quad cv$$

III.5.8.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \quad \frac{2\times27.89\times10^3}{300\times24.3} = 7.65 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \quad cv$$

$$A \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} \qquad A = 3.39cm^2 \rangle \frac{1.15\times27.89\times10^3}{400} = 0.80\,cm^2 \quad cv$$

III.5.9. Armatures transversales:

$$\begin{cases} \varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1.00\,cm\,;\ \varphi_l = 12\,mm; \frac{b0}{10} = 3\,cm\right] \\ \varphi_t = 8\,mm < 1.00\,cm \\ A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.78\,cm^2 \end{cases}$$

Donc on adoptera: At = 2 T 8 = 1 cm².

III.5.10..Vérification du R.P.A 99:

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b \quad S_t \leq \bar{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} S_t = 5\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15cm & (zone\,courante) \end{cases} \quad \begin{cases} S_t = 5\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$

$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 \langle A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,cm^2$

$S_t < \overline{S}_t$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².e t on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

Avec : k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\dfrac{1\times10^2}{300\times50} = 0.0066 \geq \dfrac{1.15(0.286 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times235\times(0+1)} = -0.0005$ …(c.v)

Zone courante: $\dfrac{2\times10^2}{300\times150} = 0.0044 \geq \dfrac{1.15(0.286 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times235\times(0+1)} = -0.0005$ …(c.v)

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

Zone nodale: $A_t = 1cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times300\times50}{235} = 0.25cm^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times300\times150}{235} = 0.77\,cm^2$ ….(c.v)

IV.1. Introduction

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

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- 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

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

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

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

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.

Tableau. IV -1 : Evaluation du centre de masse de chaque niveau

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
24.48	2825.64	30799.476	24583.068	10.9	8.70
21.42	3076.1	33375.685	26300.655	10.85	8.55
18.36	3134.54	34009.759	26800.317	10.85	8.55
15.3	3182.19	34526.762	27175.903	10.85	8.54
12.24	3234.1	35057.644	27619.214	10.84	8.54
9.18	3287.35	35634.874	28041.096	10.84	8.53
6.12	3344.72	36256.765	28530.462	10.84	8.53
3.06	3392.71	37082.32	29075.525	10.93	8.57
0	4251.68	46683.446	34438.608	10.98	8.10

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- 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 :

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

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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Tableau IV -2 Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}(m^4)$	$\sum I_{Yi}(m^4)$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
24.48	1.41	2.12	22.66	12.62	10.69	8.93
21.42	1.41	2.03	21.65	13.40	10.68	9.49
18.36	1.41	2.12	22.66	12.62	10.69	8.93
15.3	1.41	2.12	22.66	12.62	10.69	8.93
12.24	1.41	2.12	22.66	12.62	10.69	8.93
9.18	1.41	2.12	22.66	12.62	10.69	8.93
6.12	1.41	2.11	22.48	12.60	10.67	8.94
3.06	1.38	3.02	37.57	13.65	12.44	9.9
0	1.36	3.23	35.45	11.55	10.99	8.52

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

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

$$E_x = |X_I - X_G| \qquad E_Y = |Y_I - Y_G|$$

Tableau IV -3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_I(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_I(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
24.48	10.9	10.69	0.21	8.7	8.93	0.23
21.42	10.85	10.68	0.17	8.55	9.49	0.94
18.36	10.85	10.69	0.16	8.55	8.93	0.38
15.3	10.85	10.69	0.16	8.54	8.93	0.39
12.24	10.84	10.69	0.15	8.54	8.93	0.39
9.18	10.84	10.69	0.15	8.53	8.93	0.4
6.12	10.84	10.67	0.17	8.53	8.94	0.41
3.06	10.93	12.44	1.51	8.57	9.9	1.33
0	10.98	10.99	0.01	8.1	8.52	0.42

IV.2.3.2.Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

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

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant

Tableau IV -4 Les valeurs des excentricités accidentelles

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
24.48	21.95	14.55	1.10	0.73
21.42	21.95	14.55	1.10	0.73
18.36	21.95	14.55	1.10	0.73
15.3	21.95	14.55	1.10	0.73
12.24	21.95	14.55	1.10	0.73
9.18	21.95	14.55	1.10	0.73
6.12	21.95	14.55	1.10	0.73
3.06	21.95	14.55	1.10	0.73
0	21.95	14.55	1.10	0.73

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
24.48	0.21	1.10	1.31	0.23	0.73	0.96
21.42	0.17	1.10	1.27	0.94	0.73	1.67
18.36	0.16	1.10	1.26	0.38	0.73	1.11
15.3	0.16	1.10	1.26	0.39	0.73	1.12
12.24	0.15	1.10	1.25	0.39	0.73	1.12
9.18	0.15	1.10	1.25	0.4	0.73	1.13
6.12	0.17	1.10	1.27	0.41	0.73	1.14
3.06	1.51	1.10	2.61	1.33	0.73	2.06
0	0.01	1.10	1.11	0.42	0.73	1.15

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3.1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

- Dans notre bloc la régularité en plan et en élévationestvérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 23 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 'SAP-V12 ' .

IV.3.1.1. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1.1.a. Principe

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

IV. 3.1.1.b. Modélisation

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

IV.3.1.1.c. Le spectre de réponse de calcul

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone **II_b,** groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15 .

b. facteur de correction d'amortissement η

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

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

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

. Le coefficient de comportement de la structure **: R = 5(Tab 4-3)**

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

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 détermination du facteur de qualité Q du bloc A

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

En récapitulant les résultats on trouve

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

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

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

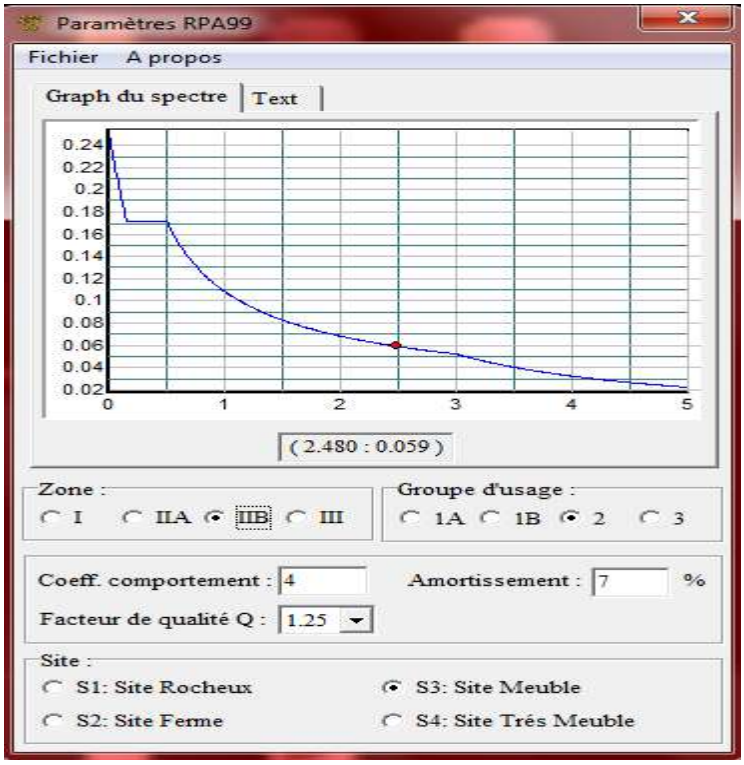


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique

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

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

IV.2.c.1. Vérification de comportement

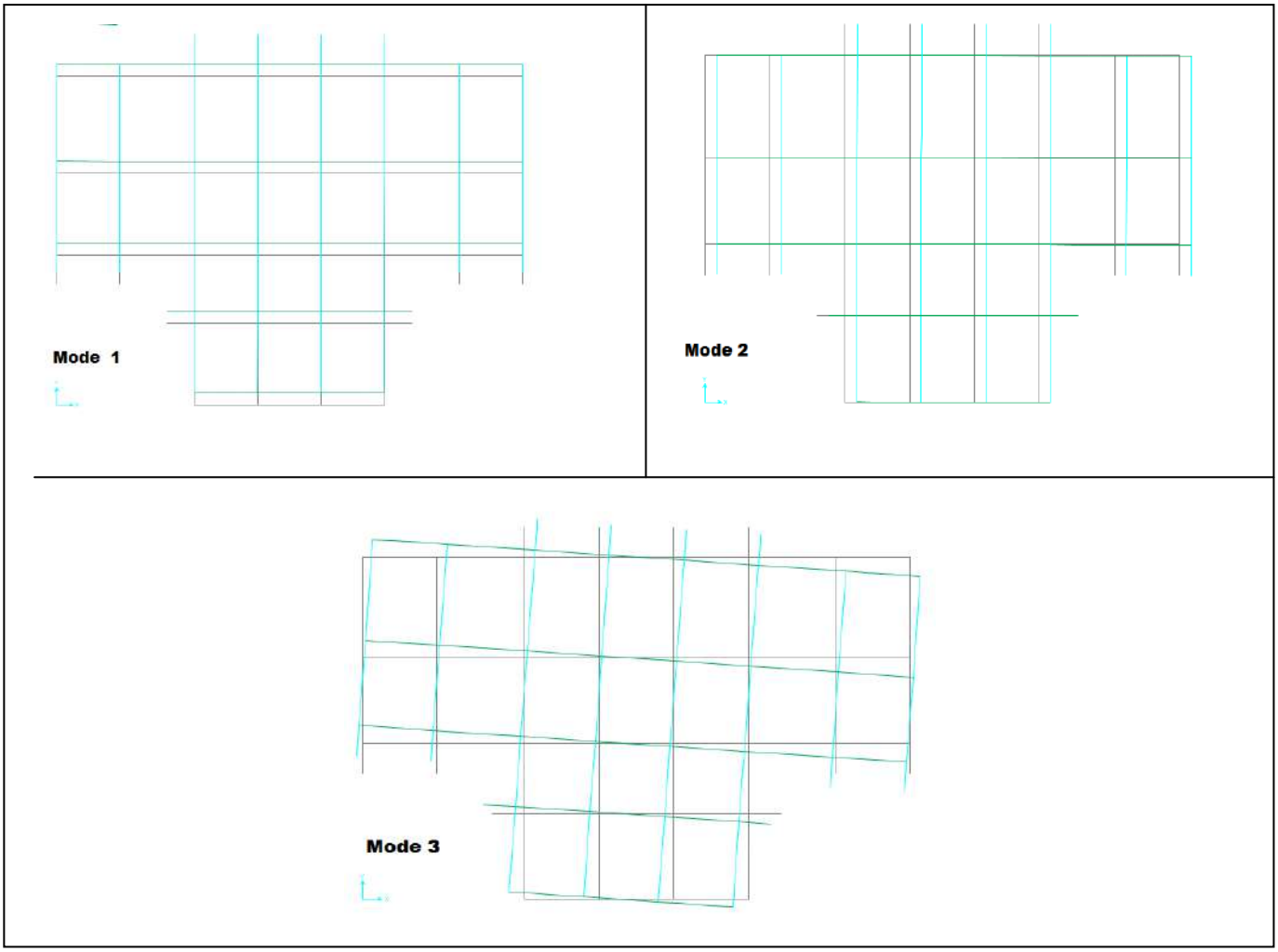


Figure IV.2: Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.7 Le comportement des trois premiers modes

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

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.8 Coefficient de participation

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.578	70.46%	0.03%	19.34%
2	0.508	70.49%	68.97%	53.92%
3	0.358	70.49%	68.98%	68.67%
4	0.166	88.32%	68.98%	73.73%
5	0.137	88.33%	88.68%	83.83%
6	0.095	88.33%	88.70%	88.35%
7	0.081	88.34%	88.71%	88.35%
8	0.080	94.04%	88.71%	89.66%
9	0.070	94.04%	88.71%	89.66%
10	0.067	94.04%	88.73%	89.68%
11	0.066	94.04%	94.27%	92.70%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 11ème mode

IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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

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

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

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

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

Tel que :

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

A = 0,15

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

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

T_2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

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

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

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

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

Dx= 2.20

Dy= 2.00

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

R =5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.1

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

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

β = 0.2 β = 0.3 tableau 4.5

W= 32720.74 kN

Tableau IV.9 Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.20	2.00	5	1.1	1.1	32720.74	3455.30	3141.19

Tableau IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	3455.30	2843.70	2764.24	OUI
Y	3141.19	3063.95	2521.95	OUI

IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement

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

Avec :

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

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

Avec :

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

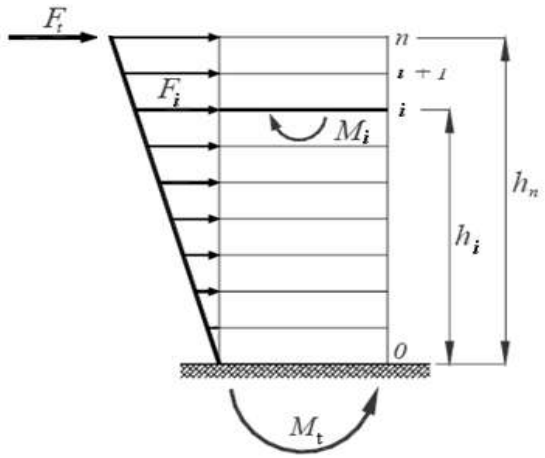


Figure IV.3: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 2.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

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

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

On a :

- TX = 0,49 s → Ft = 0
- TY = 0,58 s → Ft = 0

Donc

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

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

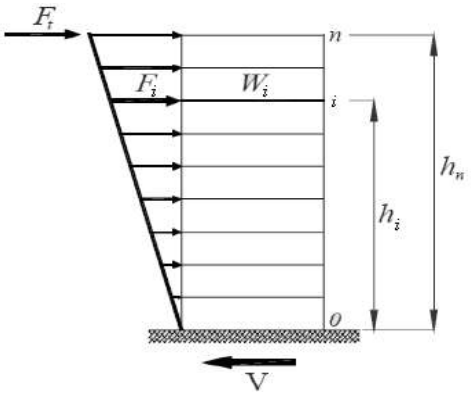


Figure IV.4: Distribution des forces sismiques

V_X =2843.70kN

Tableau IV.11 Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	**W_i (kN)**	**$W_i h_i$**	**α_x**	**F_{ix}(kN)**
24.48	2825.64	69171.67	0.20	699.03
21.42	3076.1	65890.06	0.19	665.87
18.36	3134.54	57550.15	0.17	581.59
15.3	3182.19	48687.51	0.14	492.02
12.24	3234.1	39585.38	0.12	400.04
9.18	3287.35	30177.87	0.09	304.97
6.12	3344.72	20469.69	0.06	206.86
3.06	3392.71	10381.69	0.03	104.91
SOMME		341914.03	1	3455.30

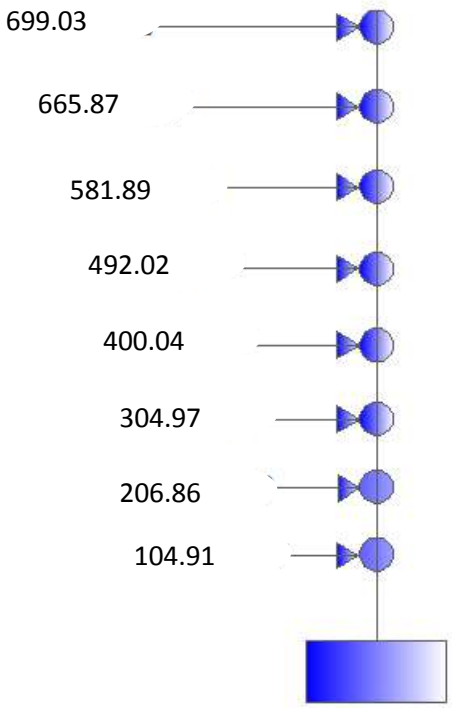


Figure IV.5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y =3063.95kN

Tableau IV.12 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy}(kN)
24.48	2825.64	69171.67	0.20	635.49
21.42	3076.1	65890.06	0.19	605.34
18.36	3134.54	57550.15	0.17	528.72
15.3	3182.19	48687.51	0.14	447.29
12.24	3234.1	39585.38	0.12	363.67
9.18	3287.35	30177.87	0.09	277.24
6.12	3344.72	20469.69	0.06	188.06
3.06	3392.71	10381.69	0.03	95.38
SOMME		341914.03	1	3141.19

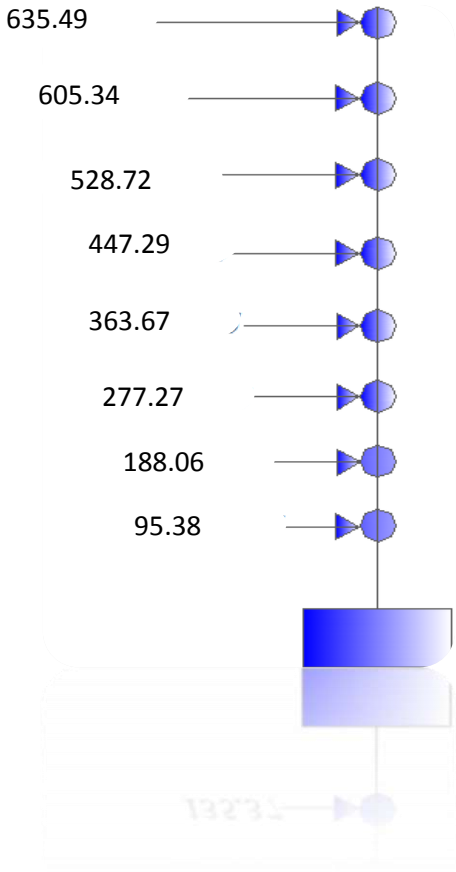


Figure IV.5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement

Tableau IV.13 calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
24.48	699.04	635.49	17112.30	15556.68
21.42	665.87	605.34	14262.91	12966.32
18.36	581.60	528.72	10677.95	9707.26
15.3	492.02	447.29	7527.97	6843.63
12.24	400.03	363.67	4896.49	4451.37
9.18	304.97	277.24	2799.63	2545.12
6.12	206.86	188.06	1265.99	1150.91
3.06	104.91	95.38	321.04	291.85
∑Mo			58864.29	53513.13

IV. 2.c.5.3. Moment stabilisant

Tableau IV.14 calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{Tx} (KN.m)	M_{Ty}(KN.m)
24.48	2825.64	10.9	8.70	24583.07	30799.48
21.42	3076.1	10.85	8.55	26300.66	33375.69
18.36	3134.54	10.85	8.55	26800.32	34009.76
15.3	3182.19	10.85	8.54	27175.90	34526.76
12.24	3234.1	10.84	8.54	27619.21	35057.64
9.18	3287.35	10.84	8.53	28041.10	35634.87
6.12	3344.72	10.84	8.53	28530.46	36256.76
3.06	3392.71	10.93	8.57	29075.52	37082.32
$\sum$**Mt**				218126.24	276743.28

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

Tableau IV.15 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
218126.24	276743.28	58864.29	53513.13	4.70	4.08	OUI

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements

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

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

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

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

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

Selon [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

Tableau IV.16 Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
24.48	1.46	7.30	0.82	3.06	Oui
21.42	1.30	6.48	0.88	3.06	Oui
18.36	1.12	5.60	0.91	3.06	Oui
15.30	0.94	4.69	0.94	3.06	Oui
12.24	0.75	3.75	0.92	3.06	Oui
9.18	0.57	2.83	0.93	3.06	Oui
6.12	0.38	1.90	1.46	3.06	Oui
3.06	0.09	0.44			

Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
24.48	1.24	6.22	0.75	3.06	OUI
21.42	1.09	5.45	0.79	3.06	OUI
18.36	0.93	4.68	0.81	3.06	OUI
15.30	0.77	3.87	0.81	3.06	OUI
12.24	0.66	3.05	0.79	3.06	OUI
9.18	0.45	2.27	0.74	3.06	OUI
6.12	0.30	1.53	0.64	3.06	OUI
3.06	0.17	0.89			

IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

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

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

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

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionné

Tableau IV.18 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
3.06	2825.64	699.04	699.04	0.82	0.0108	OUI
6.12	3076.1	665.87	1364.91	0.88	0.0009	OUI
9.18	3134.54	581.6	1946.51	0.91	0.0008	OUI
12.24	3182.19	492.02	2438.53	0.94	0.0008	OUI
15.3	3234.1	400.03	2838.56	0.92	0.0009	OUI
18.36	3287.35	304.97	3143.53	0.93	0.0011	OUI
21.42	3344.72	206.86	3350.39	1.46	0.0024	OUI
24.48	3392.71	104.91	3455.3	0.89	0.0029	OUI

Tableau IV.19 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
3.06	2825.64	635.49	635.49	0.75	0.0014	OUI
6.12	3076.1	605.34	1240.83	0.79	0.0009	OUI
9.18	3134.54	528.72	1769.55	0.81	0.0008	OUI
12.24	3182.19	447.29	2216.84	0.81	0.0008	OUI
15.3	3234.1	363.67	2580.51	0.79	0.0008	OUI
18.36	3287.35	277.24	2857.75	0.74	0.0009	OUI
21.42	3344.72	188.06	3045.81	0.64	0.0011	OUI
24.48	3392.71	95.38	3141.19	0.89	0.0031	OUI

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée Vis- à- vis de l'effet P-Δ

VI -1-Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol d'assise les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-2-Choix de type de fondations

avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.6 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolèes
- Semelle filante
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à la vérification préliminaire suivante :

La surface des semelles doit être inférieur a 50%de la surface totale du bâtiment

(S_s/S_b<50%).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_s}}$$

Avec : $N = N_G+N_Q$(σ_{sol}= 1.00 bars = 100 KN /m^2).

VI-2-a-Calcul des surfaces revenant aux semelles :

On a : N = 37382.34 KN (ELS)

D'où la surface des semelles filantes Ss≥37382.34/100

Ss ≥373.82 m^2

Surface totale des semelles = 373.82 m² : (Ss).

Surface total du bâtiment = 421 m² (S_b).

- **Verification**

0,5 Sb = 0,5. 421= 210.5 m^2

Ss / S_b=88.79% > 0.5

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager **un radier nervure** comme fondation pour notre structure .

VI.3. Dimensionnement du radier

Il y a deux étapes à suivre pour le dimensionnement d'un radier ce sont :

-dimensionnement des panneaux des radier

-dimensionnement des nervures

a.les panneaux

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{394}{20} = 19.70cm$$

On adopte **h=30 cm**.

- **condition de 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

On doit vérifier :

$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$(art A.5.2.4) CBA93.

Avec

- N_u: Effort normal du poteau le plus solicité.
- μ_C : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen (U_C= 2[(a+b)+2h])
- Dimensions du poteau de entre-sol(55×55)cm^2

On a

N_u = 2150 KN

$0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ =900KN

DONC**$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$... C V**

b. Nervure :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48\,.\,L^4\,.\,K}{\pi^4\,.\,E}} = 53.11\text{cm}$$

Avec

- ✓ L= 3.94 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.(pour un très mauvais sol argile limoneuse)
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h= 60 cm et b=55 cm

Alors : on a des nervures de 55x60 cm

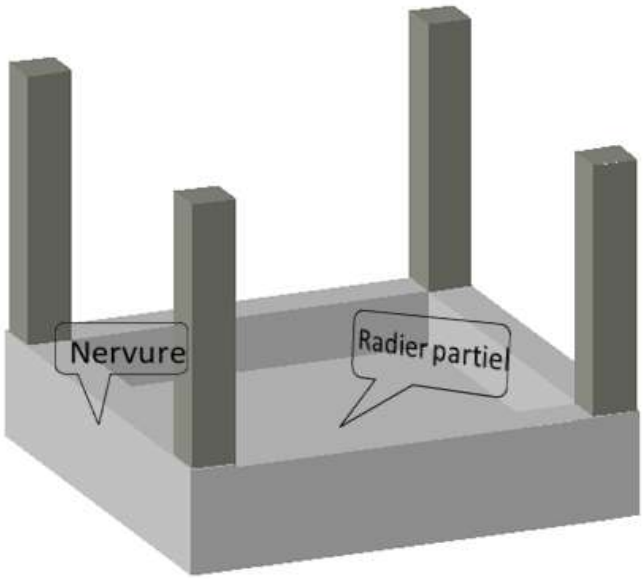


Figure VI-1 : Schémas d'un radier nervuré

VI.4.Ferraillage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile 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:

$$\rho = \frac{3.17}{3.94} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow panneautravaillantsuivantlesdeuxdirections$$

VI.4.a les panneaux du radier

VI.4.a.1.Evaluation des charges

$q_{rad}=P_p+P_{PS}+P_{remblai}=25*0.25+89.34+18*(2-0.25)=127.1kN/m^2$.

à l'ELU: $q_u=1.35 .q_{rad}=171.58kN/m^2$.

à l'ELS: $q_u= q_{rad}=127.1kN/m^2$.

VI.4.a.2. Calcul des moments de la dalle

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU**

  $Mx = \mu x.qu.lx^2 = 0.0561x50.96x (3.17)^2 = 28.72kN.m.$

$My = \mu y. Mx = 0.595x28.72 = 12.55 kN.m.$

En travée:

$Mtx = 0.85Mx= 0.85x28.72 = 24.91kN.m.$

$Mty = 0.85My=0.85x12.55=14.54kN.m.$

Aux appuis:

$Max = -0.3 Mx = -0.3 x25.41 = -8.61kN.m.$

$May = -0.3 Mx = -0.3 x25.41 = -5.13kN.m.$

- **Détermination des moments à l'ELS**

  $Mx = \mu x.q_{ser}.lx^2 = 0,0628 x57.75 x (3.17)^2 =23.82kN.m.$

  $My = \mu y.Mx = 0.711 x 23.82 = 16.93 kN.m$

En travée:

$Mtx = 0.85Mx=0.85x23.82 = 20.24 kN.m$

$Mty = 0.85My=0.85x16.93 = 14.39 kN.m$

Aux appuis:

$Max = -0.3 Mx = -0.3x23.82 = -7.14kN.m.$

$May = -0.3 Mx = -0.3x16.93 =- 5.07kN.m.$

Tableau VI-1 calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A_{Cal} (cm²)	A_{Min} (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	24.41	22	3.24	15	8HA16 =16.08
	Y	14.54	22	1.92	15	8HA16 =16.08
Appui	X	-8.61	22	1.02	15	8H16 =16.08
	Y	-5.13	22	0.67	15	8HA16 =16.08

Tableau VI-2 Vérification des contraintes à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_s(MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	16.08	20.24	99.57	3.92	Oui	Oui
	Y	16.08	14.39	45.63	1.81	Oui	Oui
Appui	X	16.08	-7.14	22.31	0.9	Oui	Oui
	Y	16.08	-5.07	14.52	0.64	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiés.

c) Espacement des armatures

L'espacement maximum S_t entre les armatures est:

$$\begin{cases} \overline{S_t} \leq \dfrac{h}{2} = \dfrac{25}{2} = 12.5 \text{ .Selon le RPA99 (Art7.5.2):} \\ \overline{S_t} \leq \min [0.9d; 40cm] = 22.5cm \text{ .Selon le CBA93 (Art.7.1.2)} \end{cases}$$

S_t=100/8 = 12.5 cm, on adopts S_t= 12 cm.

Donc $S_t < \overline{S_t}$ (C.V).

VI.4.a.3.Vérification de la contrainte de cisaillement

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = \frac{50.96 \cdot 3.17 \cdot 3.94}{2 \cdot 3.80 + 2.80} = 57.60 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu\,.\,lx\,.\,ly}{3ly} = \frac{51.44 \cdot 2.80 \cdot 3.80}{3 \cdot 3.80} = 53.84\ kN$$

On doit vérifier

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0\,.\,d} = \frac{57.60 \cdot 10^3}{1000 \cdot 220} = 0.26\ MPa \leq \frac{0.07\,.fc28}{\gamma_b} = 1.167\ MPa$$

D'où la condition est vérifier donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.4.b. Nervure

VI.4.b.1. Evaluation des charges

- **À l'ELU**

$q_u = 171.58\ kN/m^2$.

- **À l'ELS**

$q_{ser} = 127.1 kN/m^2$.

VI.4.b.2.Calcul des moments

VI.4.b.3. Aux appuis

- **À l'ELU**

$$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = \frac{171.58x3.94^2}{12} = \text{-}221.96\ kN.m$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{12} = \frac{127.1\ x3.94^2}{12} = \text{-}164.42\ kN.m$$

VI.4.b.4. En travées

- **À l'ELU**

$$M_t = -\frac{q_u x \ell^2}{24} = -\frac{171.58x3.94^2}{24} = \text{-}101.98\ kN.m$$

- **À l'ELS**

$$M_t = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{24} = -\frac{127.1\ x3.94^2}{24} = -82.21 kN.m$$

VI.4.b.6. Calcul du ferraillage

VI.4.b.6.1. armatures longitudinales

- **Calcul à l'ELU de résistance**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h = 54cm \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad Si \;\; \mu \leq \mu l = 0.392 \qquad \Rightarrow A' = 0 \;\; et \;\; A = \frac{Mu}{\beta.\, d.\sigma s}$$

Tableau VI-3 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	β	d (cm)	A_{cal} (cm²)	A_{min}(cm²) (RPA)	Choix
Travée	110.98	0.987	54	5.98	16.5	4HA20+2HA16 =16.59 cm²
Appui	221.96	0.972	54	12.15	16.5	4HA20+2HA16 =16.59 cm²

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite

Tableau VI-4 Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Travée	16.08	82.21	3.19	100.50	Oui	Oui
Appui	16.08	164.42	4.72	200.01	Oui	Oui

VI.4.b.6.2. Armatures transversales

❖ **Calcul de l'effort tranchant Tu**

Tu=qu.ℓ/2=171.58 x3.94/2= 338.01kN.

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{338.01 * 10^3}{550 \,.\, 540} = 1.138 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale**

- L_{nod} = 2h = 1.2 m
- A_t= 4T10.
- S_t = 10cm.

❖ **Zone courante**

- A_t= 4T10.
- S_t = 20cm.

VI.5. Les longrines

On prévoit des chinages intermédiaires de dimensions 20×40 cm^2 pour éviter des poteaux élancés au niveau de sous-sol

VI-6-Etude de mur de soutènement

***VI-6-1*- Prédimensionnement et calcul du mur de soutènement**

***VI-6-1-a*- 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 , ils sont 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'ongle de frottement interne du remblai est φ= 25° ; son poids volumique γ et de 18 KN /m^3 .

$\delta = (\frac{2}{3})G$

Les matériaux constituants les mus ont les caractéristiques suivantes :

Béton Fc28 = 25 Mpa : σ_{bc} = 14,20 : Ft_{28} = 2,1 Mpa .

acier :fe = 400: γ=1.15 , σ_s = 348 Mpa .

la fissuration et préjudiciable .

on réalise la bêche au dessous de la semelle pour éviter et minimiser l'effet du glissement du mur

VI-6-1-b- Dimensionnement du Mur

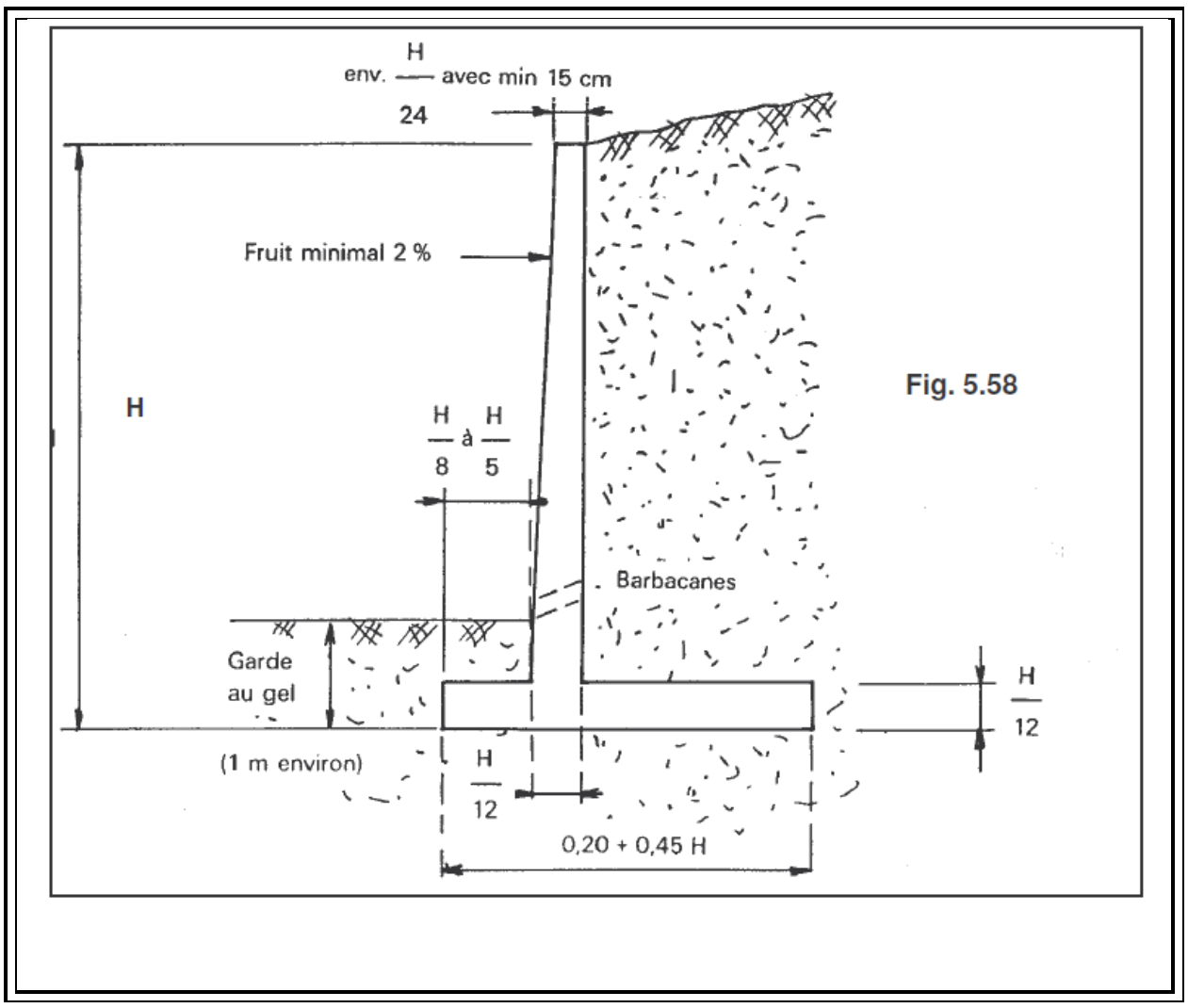


Figure VI.2. les dimensionnes d'un mur de soutènement

h_t: Hauteur totale du rideau = 6 m

h': Hauteur de l'ancrage = 2 m

L_1: Longueur avant de la semelle en (m) $\approx \frac{H_t}{8}$à$\frac{H_t}{5}$on adopteL_1= 1 m

L_2: Longueur de la semelle arrière, on adopte L_2 =1.4 m

γ_1: Poids volumique des terres avant le rideau = 18kN/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= 0.5 m

er: Epaisseur du rideau = h_t/24= 0.25 m

Le calcul se fait pour une tranche de 1m de largeur

***VI-6-1-c*- 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 x er x γ_b=75 kN.

- **poids de la semelle**

P_2=(L_1 +L_2+er)x es x γ_b = 33.12 kN.

- **poids des Terres**

W_1 = Poids des terres avant le rideau =L_1 x h' x γ_1= 36 kN.

W_2= Poids des terres derrière le rideau =L_2 x h_t x γ_1= 151.2 kN.

Poids totale : W_{total}= 187.2 kN.

***VI-6-1-d*- 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 .

$$P_a = \frac{1}{2} k_a .\gamma . h^2$$

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°

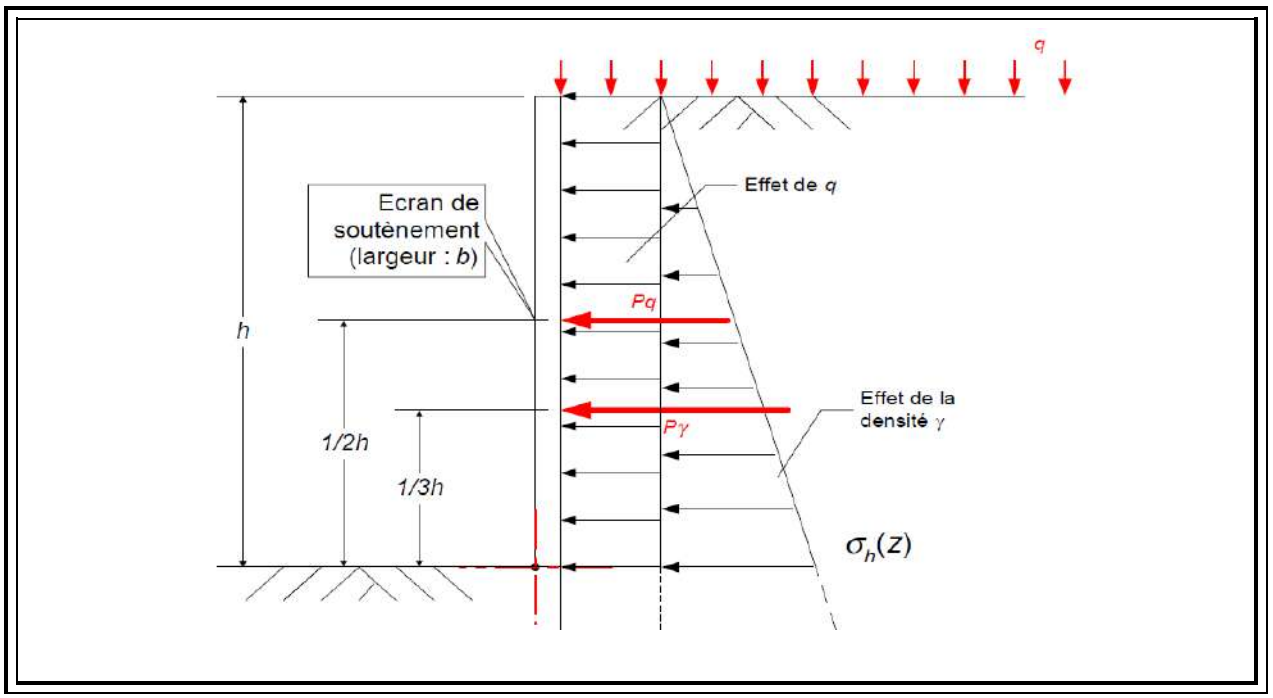


Figure VI.3. La disposition des charges agissant sur le mur de soutènement

k_a=0.40

$P_a = \frac{1}{2}$. 0.40.18.(6)² = 129.6 kN.

Projection

$P_H = P_a \cos\delta$=124.15 kN

$P_V = P_a \sin\delta$ =37.17 kN

- **Calcul de la force due à la surcharge**

$F_q = k_a .q.H$ d'où F_q= 12 kN

Projection (α=0°)

$F_H = F_q \cos\alpha$ = 12 kN

$F_V = F_q \sin\alpha$ = 0 Kn

- **La résultante horizontale**

$R_H = P_H + F_H$=136.5 Kn

- **La Résultant vertical**

$R_V=P_v+F_{v+}W_{MUR}=112.17$ kN

VI-7-1-e- **Stabilité interne du mur**

- **Ferraillage**

Tableau VI-7 Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

- **Rideau**
  - **Ferraillage à ELU**

1/ Au milieu du voile

$M_U(3m)=1.35(\frac{1}{3}.P_a.H+\frac{1}{2}.P_q.H)=185.22$ kN.m

Pour b =100 cm, h= 25 cm, c1= c2=3 cm, on obtient Au= 31.68 cm^2

2/ Base du voile

$M_U(6m)=1,35(\frac{1}{3}.P_a.H+\frac{1}{2}.P_q.H)=395.02$ kN.m

Pour b =100 cm, h=50 cm , c1= c2=3 cm ,on obtient Au= 27.21 cm^2

A_{cal}= 31.68 cm^2>A_{min} RPA=20 cm^2 donc le ferraillage choisie est le A_{min} RPA

$A_{choisis}$= **8HA25**=39.27 cm^2 (St=12cm)

$A_{REP}=\frac{A_{choi}}{4}$= 9.80 cm^2 = **25HA10**= 19.63 cm^2 (St =25 cm)

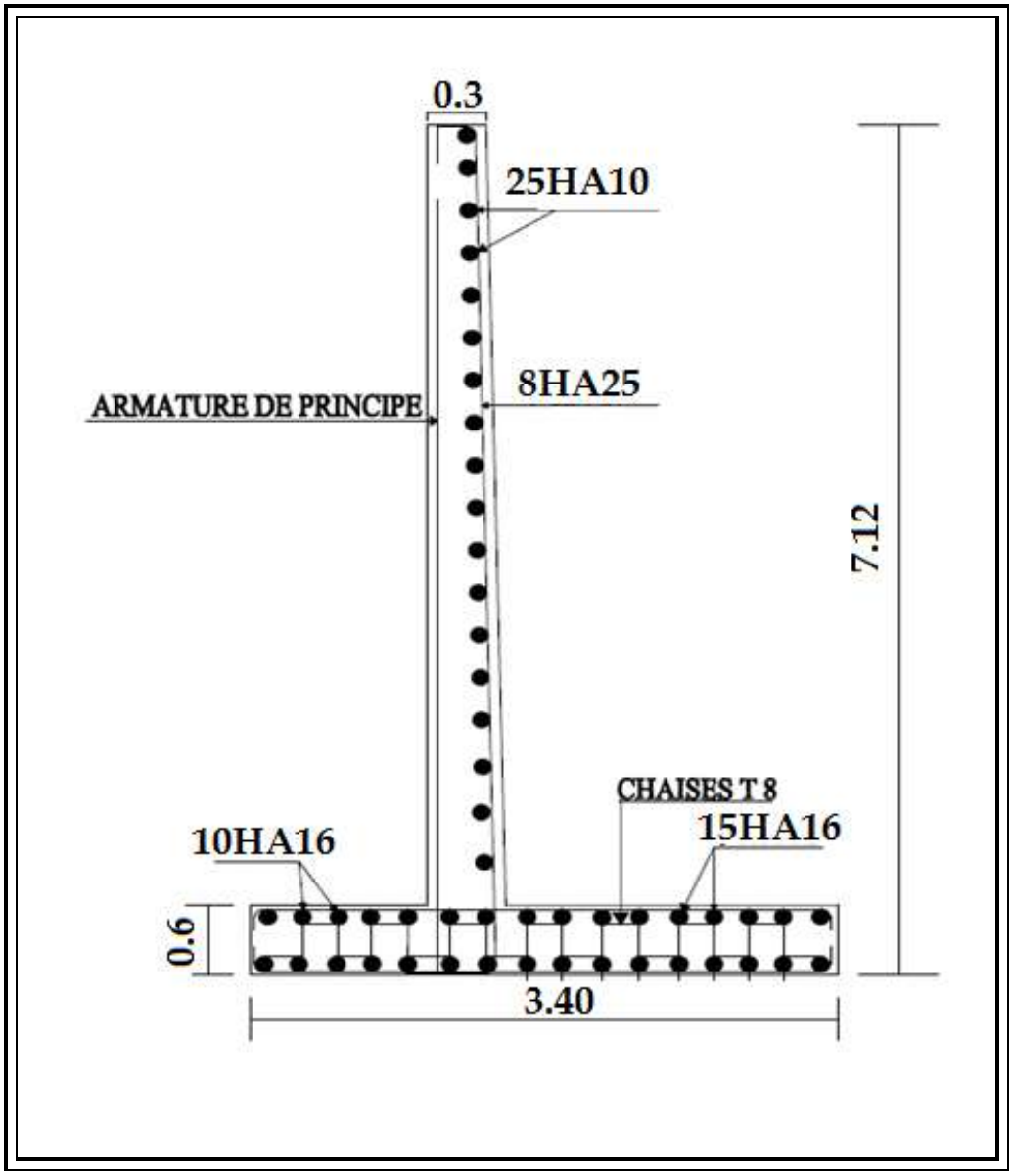
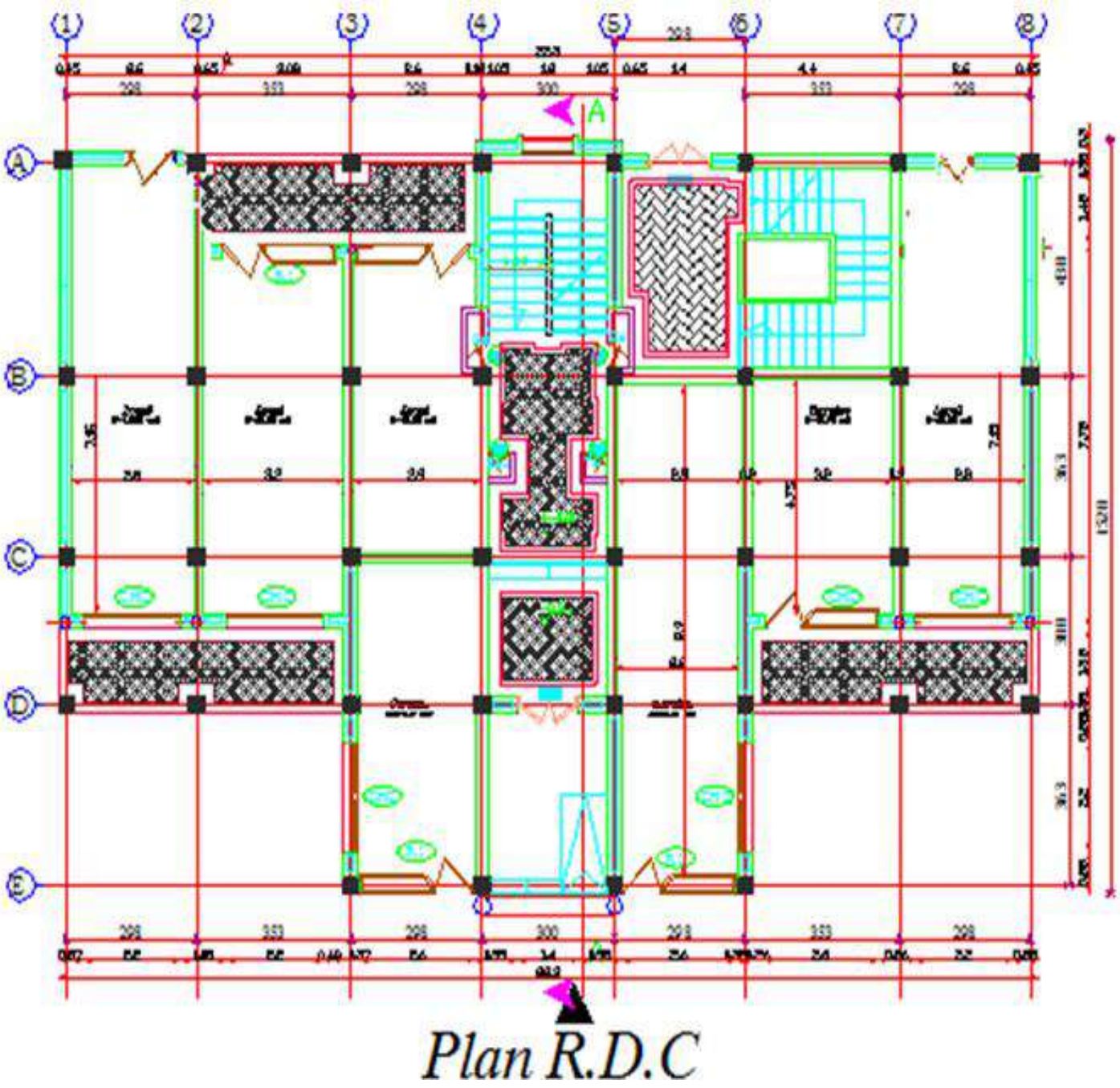
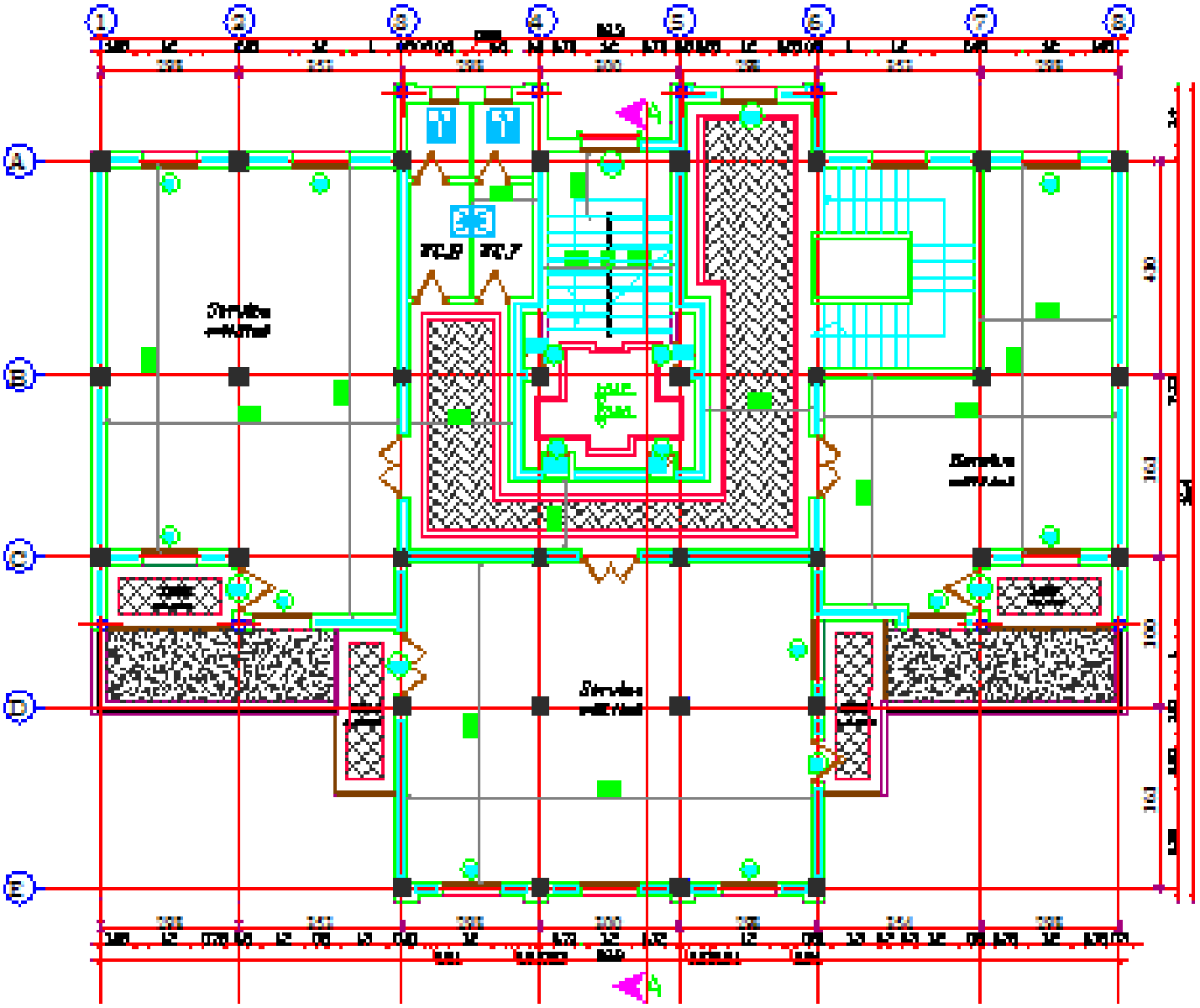


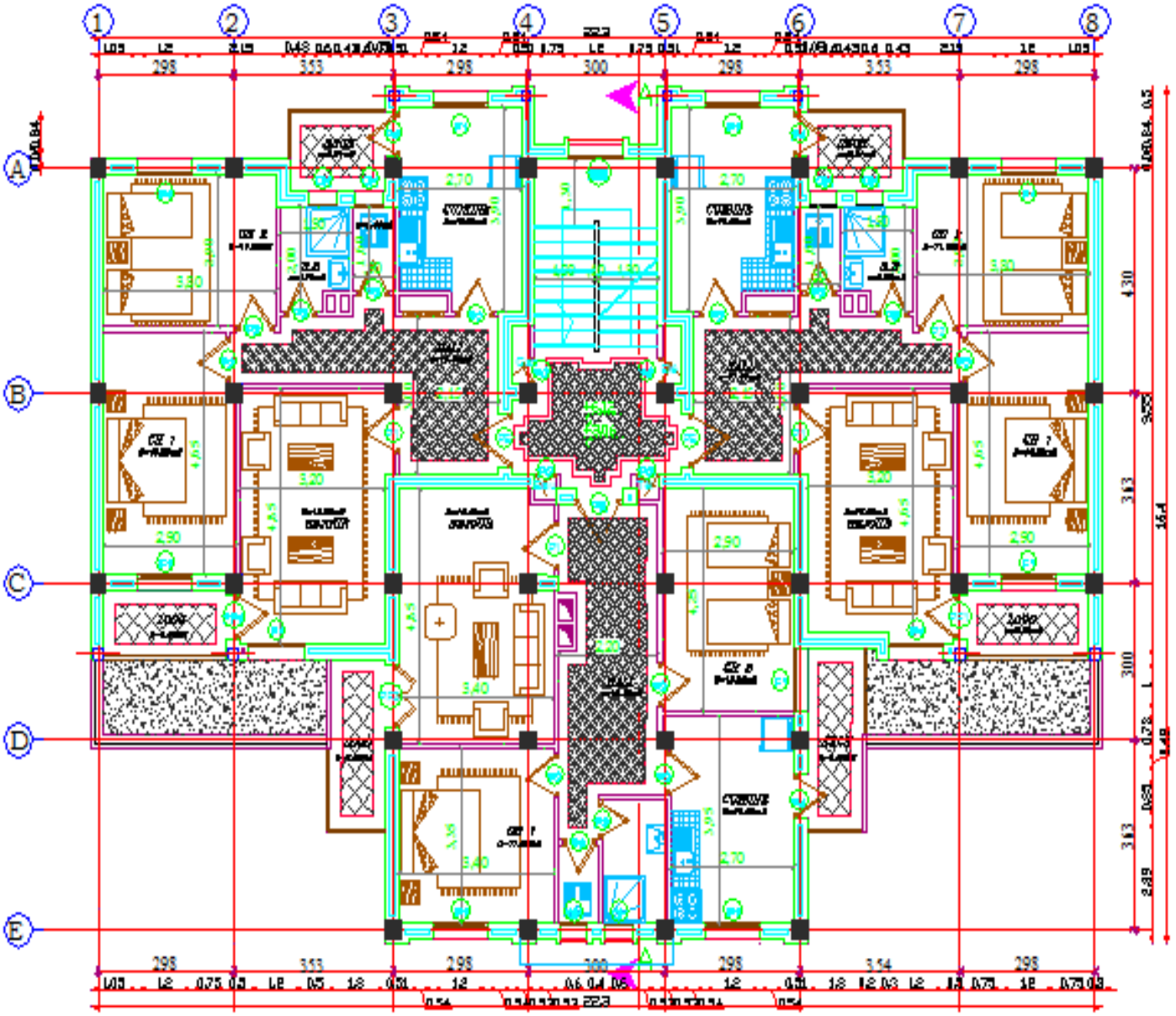
Figure VI.4 : Ferraillage de mur de soutènement



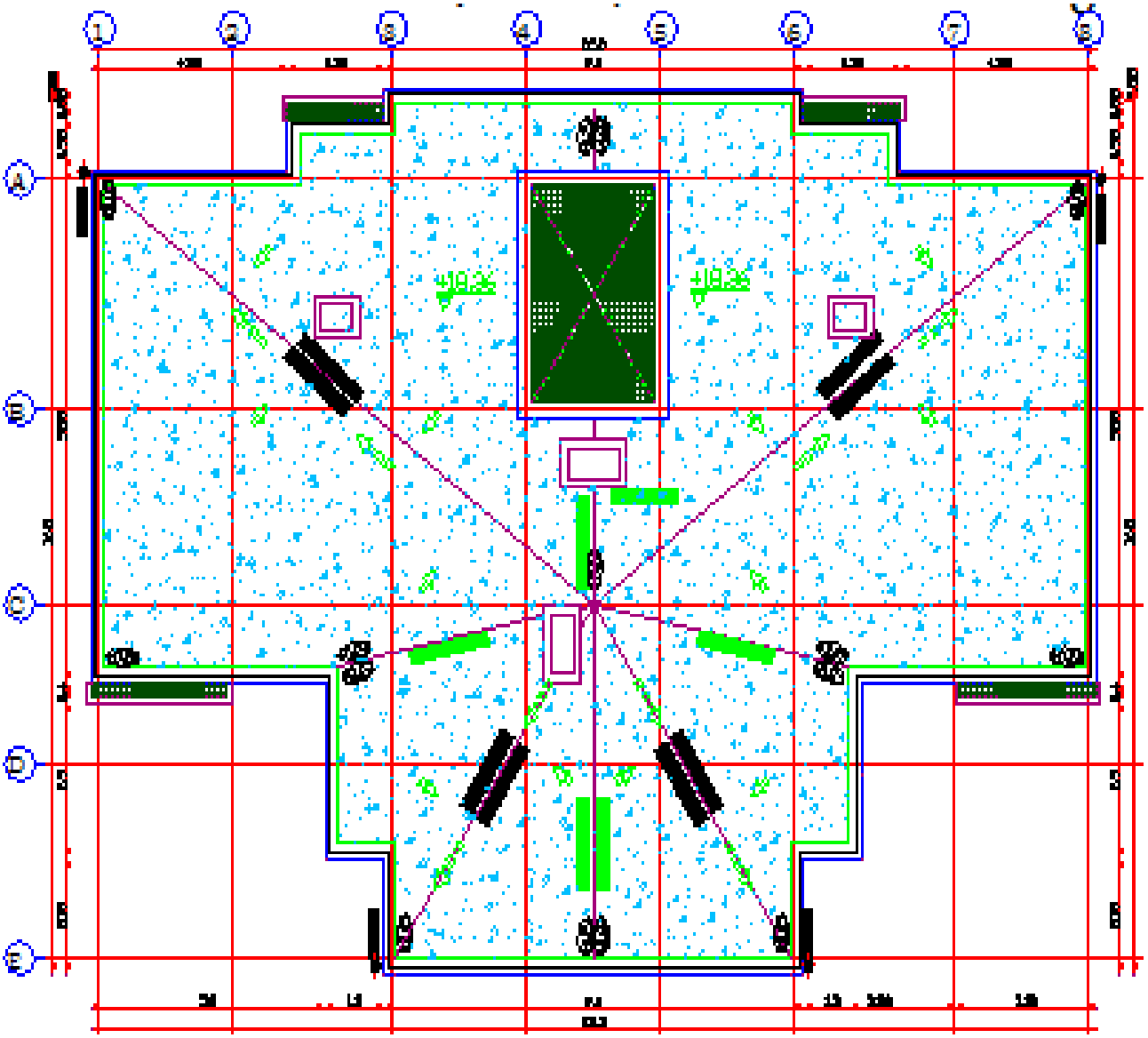
Plan R.D.C



Plan de 1er Etage



Plan de 2eme, 3eme, 4eme et 5eme Etage



Plan de terrasse

V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer le ferraillage des éléments structuraux à l'aide du logiciel SAP v12. Le ferraillage devra être conforme aux notre bâtiment a une longueur dépassant 25 *m* dans le sens des poutres secondaires, alors le règlement CBA 93 exige soit de mettre un joint de dilatation, soit de tenir compte de l'effet de variation de température.

Pour éviter le problème de diviser la structure en deux blocs courts, on va effectuer une étude thermique de telle façon on doit tenir compte l'effet de la température lors du calcul des sollicitations.

V.2.2. calcul à l'aide du logiciel (SAP v12)

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP v12,

V.3. Combinaisons de calcul

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

V. 3.1. États limites de service (E.L.S)

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation:

- $G + Q$

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

V.3.2. Etats limites ultimes (E.L.U)

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- $1{,}35G + 1{,}5\ Q$

V.3.3. Etats limites accidentels (E.L.A)

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par

(portique/voiles) sont :

- $G + Q \pm E$

E : est l'action accidentelle (sismique).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres de notre projet ont une forme rectangulaire, elles sont soumises à la flexion simple ainsi qu'à la flexion composée pour les poutres de l'axe X (poutres secondaires) pour tenir compte de l'effet de la température car nous n'avons pas prévu de joint de dilatation.

❖ **Les sections**

- Poutres principales **(bxh)** = (30x35) cm^2
- Poutres secondaires **(bxh)** = (30x30) cm^2

❖ **Situation durable**

- **Béton:** σ_{bc} = 14.2 MPa, f_{c28} = 25 MPa, γ_b = 1.5.
- **Acier:** FeE 400, σ_s = 348 MPa, FeE 400, γs = 1.15.

❖ **Situation accidentelle**

- **Béton:** σ_{bc} = 18.48 MPa, f_{c28} = 25 MPa, γ_b = 1.15.
- **Acier:** FeE 400, σ_s = 400 MPa, γs = 1.

V.4.1. Recommandation des règlements

Selon le RPA99 (Art7.5.2)

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ en zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ en zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_b. Leujpourcentage des aciers transversaux est tel que:

- La quantité des armatures transversales est donnée par:

  $A_t = 0.003.S_t.b$

- L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est:

  $S_t \leq \min[\frac{h}{4}; 12\phi_t]$ (Zone nodale).

  $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

Selon le CBA93 (A.7.1.2)

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales est tel que

- $S_t \leq$ min [0.9d; 40cm]

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

V.4.2.Calcul des armatures longitudinales

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales intermédiaires

Niveau	position	M_u (kN.m)	Situation	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
Terrasse	Travée	32.59	DUR	4.01	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	60.92	DUR	5.2	0	1.05		6.06	OUI	3HA16
Etages courant	Travée	29.02	DUR	4.01	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	63.18	DUR	6	0	1.05		6.06	OUI	3HA16
1^{er} **Etage**	Travée	32.19	DUR	3.8	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	66.42	DUR	6.4	0	1.05		7.69	OUI	5HA14
RDC	Travée	52.91	DUR	5	0	1.05	5.25	6.06	OUI	3HA16
	appui	101.29	DUR	10.3	0	1.05		12.06	OUI	6HA16

Tableau V.2Ferraillage longitudinal des poutres principales des rives

Niveau	position	Mu (kN.m)	Situation	As (cm2)	A's (cm2)	Amin (cm2)		As Choisi (cm2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
Terrasse	Travée	15.19	DUR	3.40	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	29.46	DUR	3.40	0	1.05		4.62	OUI	3HA14
Etages courant	Travée	14.52	DUR	3.40	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	29.09	DUR	3.40	0	1.05		4.62	OUI	3HA14
1er Etage	Travée	16.23	DUR	3.40	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	32.50	DUR	3.40	0	1.05		4.62	OUI	3HA14
RDC	Travée	20.72	DUR	3.40	0	1.05	5.25	4.62	OUI	3HA14
	appui	41.07	DUR	3.8	0	1.05		4.62	OUI	3HA14

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire intermédiaires

Niveau	position	M_u (kN.m)	Situation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
Terrasse	appui	16.63	ACC	2.9	0	0.9	4.5	3.39	OUI	3HA12
Etage corant	appui	25.29	ACC	2.9	0	0.9	4.5	3.39	OUI	3HA12
1 Etage	appui	24.52	ACC	2.9	0	0.9	4.5	3.39	OUI	3HA12
RDC	appui	20.46	ACC	2.9	0	0.9	4.5	3.39	OUI	3HA12

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire des rives

Niveau	position	M_u (kN.m)	Situation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	vérification selon RPA / CBA	Nombre des barres
						CBA	RPA			
Terrasse	appui	43.84	ACC	4.4	0	0.9	4.5	5.65	OUI	5HA12
Etage corant	appui	58.66	ACC	6.8	0	0.9	4.5	7.69	OUI	5HA14
1 Etage	appui	47.37	ACC	5.4	0	0.9	4.5	5.65	OUI	5HA12
RDC	appui	39.27	ACC	4.4	0	0.9	4.5	4.62	OUI	3HA14

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$ **,** $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$ **,** $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.5 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres principales intermédiaires

Niveau	position	M_{ser}(KN.m	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Travée	11.13	4.62	2,509	15	44.7	202	oui
	Appui	22.50	4.62	5,071		164.9		
Etages courant	Travée	10.56	4.62	2,380	15	42.4	202	oui
	Appui	21.33	4.62	4,808		156.3		
1^{er} **Etage**	Travée	11.66	4.62	2,628	15	46.6	202	oui
	Appui	23.44	4.62	5,283		171.8		
RDC	Travée	14.65	4.62	3,302	15	57.9	202	oui
	Appui	29.15	4.62	6,570		200.6		

Tableau V.6 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres principales des rives

Niveau	position	M_{ser}(KN.m	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrass	Mi-Travé	24.10	4.62	84.2	202	5.1	15	oui
	Appui	44.50	6.06	200.6		9.118		
Etages courant	Mi-Travé	21.58	4.62	-	202	4.864	15	oui
	Appui	48.58	6.06	-		9.954		
1^{er} **Etage**	Mi-Travé	23.43	4.62	-	202	5.281	15	oui
	Appui	49.68	7.69	-		9.400		
RDC	Mi-Travé	36.60	6.06	-	202	7.499	15	oui
	Appui	70.70	12.06	-		11.640		

Tableau V.7 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaireintermédiaires

Niveau	position	M_{ser} (KN.M)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Appui	7.88	3.39	1,991	15	17.7	202	oui
Etages courant	Appui	9.77	3.39	2,469	15	-	202	oui
1^{er} **Etage**	Appui	11.13	3.39	2,812	15	-	202	oui
RDC	Appui	13.27	3.39	3,353	15	-	202	oui

Tableau V.8 : Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire des rives

Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Appui	5.71	5.65	1,199	15	12.5	202	oui
Etages courant	Appui	9.36	7.69	1,771	15	19.9	202	oui
1^{er} **Etage**	Appui	11.55	5.65	2,424	15	83.1	202	oui
RDC	Appui	13.76	4.62	3,101	15	120.1	202	oui

V.4.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau V.9 Calcul de $\overline{\tau_u}$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau_u} = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau_u} = 4.34\,MPa$

Tableau V.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales intermédiaires

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	63.56	G+Q+Ex	0.65	3.26	OUI
Etages courant	66.06	G+Q+Ey	0.67	4.34	OUI
1er **Etage**	72.07	G+Q+Ey	0.73	4.34	OUI
RDC	87.04	G+Q+Ey	0.89	4.34	OUI

Tableau V.11 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales des rives

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	44.16	G+Q+Ex	0.45	3.26	OUI
Etages courants	48.27	G+Q+Ey	0.49	3.26	OUI
1er **Etage**	44.63	G+Q+Ey	0.45	3.26	OUI
RDC	45.47	G+Q+Ey	0.46	3.26	OUI

Tableau V.12 Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire intermédiaire

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	20.07	G+Q+Ex	0.24	3.26	OUI
Etages courants	23.57	G+Q+Ey	0.28	4.34	OUI
1er **Etage**	23.21	G+Q+Ey	0.28	4.34	OUI
RDC	20.20	G+Q+Ey	0.26	4.34	OUI

Tableau V.13. Vérification des contraintes { l'ELS} des poutres secondaire des rives

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	36.42	G+Q+Ex	0.44	3.26	OUI
Etages Corants	51.34	G+Q+Ey	0.62	3.26	OUI
1er Etage	46.52	G+Q+Ey	0.56	3.26	OUI
RDC	44.72	G+Q+Ey	0.54	3.26	OUI

V.4.5Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4}, 12\varphi) & \text{(Zone nodale)} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99				$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (cm) (ZN)	S' (cm) (ZC)	A_t (cm^2) (ZN)	A_t (cm^2) (ZC)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_t$choisie (cm^2)
30×35	0.49	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	1.57	8	17	**2.01=4Φ8**
30×30	0.62	24.75	1.26	7.5	15	0.67	1.35	7	15	**2.01=4Φ8**

V.4.6.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$.
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0}$.

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$.
- Avec $M_t = M_0 * k$ $0.75 \leq k \leq 0.85$

✓ Pour les poutres principales (30x40): L_{max}=3.81m

- $\frac{h}{L} = 0.715 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **(C.V)**
- $\frac{h}{L} = 0.715 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080$ **(C.V)**
- $\frac{A}{b.d} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **(C.V)**

✓ Pour les poutres secondaires (30x35): L_{max}=4.05m

- $\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **(C.V)**
- $\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$ **(C.V)**
- $\frac{A}{b.d} = 0.0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.017$ **(C.V)**

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.5. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal de compression et un moment de flexion.

Une section soumise à la flexion compose peut être l'une des trois sections suivantes :

- Section entièrement tendue.
- Section partiellement tendue.
- Section entièrement comprimée.

V.5.1. Recommandation des règlements

¤ **Selon le RPA99 (Art 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage en zone II_b est limité par :

* $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 4\ \%$ (en zone courante).

* $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 6\ \%$ (en zone nodale).

- Leur diamètre minimal et de 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_b.

¤ **Selon le CBA 93**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de longueur du parement.} \\ 0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \% \end{cases}$$

V.5.2. Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U

V.5.2.1.Etat limite de résistance

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- N_{max} $M_{corr.}$ ⟶ (Cas I**).**
- M_{max} $N_{corr.}$ ⟶ (Cas II).
- N_{min} $M_{corr.}$ ⟶ (Cas III).

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

➲ **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 348 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➲ **Situation accidentelle:**

Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa

V.5.2.2. Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article (A.4.3.5) du CBA93.

On adopte une excentricité totale de calcul telle que

$e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \; e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \varphi = 2$$

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts de second ordre lies à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement du poteau.

L : longueur libre du poteau.

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

φ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes au moment total

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux

Etage	Section(cm^2)	Cas	N (kN)	Mx (kN.m)	M_Y (kN.m)	Sit	A_{s1cal} (cm^2)	A_{s2cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Nmb des barres
7^{em} + 6^{em}	**35 × 35**	**I**	305.12	12.32	5.70	DUR	4.75	2.5	**11.02**	**13.57**	**12HA 12**
		II	60.45	11.09	55.20	ACC	1.5	6.1			
		III	3.25	1.75	1.66	ACC	4	3			
4^{em} + 5^{em}	**40 × 40**	**I**	403.71	13.62	6.71	DUR	5	3	**14.14**	**15.2**	**8HA12 + 4HA14**
		II	97.78	12.03	62.31	ACC	1.9	6.1			
		III	7.53	2.48	1.66	ACC	5	3			
3^{em} + 2^{em}	**45 × 45**	**I**	836.87	13.99	7.55	DUR	6.3	3.8	**18.22**	**18.47**	**12HA 14**
		II	404.46	12.45	70.12	ACC	6.3	3.8			
		III	161.37	7.00	34.37	ACC	5.1	5			
1^{er} + RDC	**50 × 50**	**I**	1290.12	16.63	60.60	DUR	7.8	4.7	**22.50**	**24.13**	**12HA 16**
		II	515.38	14.99	88.24	ACC	7.8	4.7			
		III	309.49	13.13	37.35	ACC	7.8	4.7			
ENS	**55 × 55**	**I**	2150	13.08	6.76	DUR	9.5	5.7	**27.22**	**28.65**	**8HA16 + 4HA20**
		II	885.31	10.38	88.47	ACC	9.5	5.7			
		III	477.91	22.36	31.07	ACC	9.5	5.7			

V.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS,sous les sollicitations Mser, Nser.

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.v_1}{I_G'}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.(v_1 - c')}{I_G'}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

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

- **Béton:** $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$.

- **Acier:** $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2 f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ $\overline{\sigma}_s = 202\,\text{MPa}$.

Tableau V.16 Vérification des contraintes dans les poteaux à l'E.L.S

Etage	Section (cm^2)	Cas	N_{ser} (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$
7eme + 6eme	35×35	I	185.14	7.28	3.80	13.57	SPC	1.7	0	29.19	OUI	OUI
		II	102.15	3.90	22.36		SPC	2.5	30.09	35.12	OUI	OUI
		III	4.55	2.95	1.95		SPC	1.2	8.30	12.2	OUI	OUI
4eme + 5eme	40×40	I	249.86	9.85	4.85	18.47	SPC	2.4	0	31.8	OUI	OUI
		II	119.52	4.10	27.8		SPC	3.8	47.3	41.9	OUI	OUI
		III	5.66	3.06	1.85		SPC	0.6	11.3	6.3	OUI	OUI
3eme + 2eme	45×45	I	609.76	10.13	5.45	18.47	SPC	3.4	0	48.7	OUI	OUI
		II	326	4.55	27.98		SPC	3.1	0.9	41.1	OUI	OUI
		III	118.4	0.74	23.16		SPC	2.1	20.2	25.1	OUI	OUI
1er + RDC	50×50	I	939	12.03	4.75	24.13	SPC	4	0	57.2	OUI	OUI
		II	549.17	2.86	25.75		SPC	3	0	42.2	OUI	OUI
		III	227	0.94	21.14		SPC	1.7	0	22.2	OUI	OUI
Entre sol	55×55	I	1548	9.33	4.77	28.65	SPC	5.1	0	75.3	OUI	OUI
		II	1144	24.09	11.64		SPC	5.4	0	64	OUI	OUI
		III	350.73	1.81	16.26		SPC	1.6	0	22.2	OUI	OUI

V.5.3. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

V.5.3.1. Contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est fonction des dimensions géométriques ainsi que de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Cette contrainte est donné par :

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

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **RPA 99 (Art 7.4.3.2):**

La contrainte admissible est :

$$\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de gyration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

- **CBA 93 (A.5.1.2.1)**

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ;\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} \quad (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa} \quad (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa} \quad (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.17 Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

Etage	Section (cm^2)	$T_{u.max}$(KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Situation	$\tau_{b\ adm}$ (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	Observation
7^{eme} $+6^{em}$	**35×35**	43.15	0.39	10.52	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4^{eme} + 5^{eme}	**40×40**	50.38	0.33	11.95	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
3^{eme} $+2^{eme}$	**45×45**	54.01	0.28	13.14	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
1^{er} +RDC	**50×50**	62.38	0.26	14.7	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
Entre-sol	**55×55**	57.01	0.19	16.43	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

Résultat : les poteaux ont des sections suffisantes pour reprendre l'effort de cisaillement.

V.5.3.2.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, leurØt est donné par la relation

$$A_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, A_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :
  $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003**

- D'après l'article **7.4.2.2**, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \square_f/a$:

➢ avec (a) est la dimention de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq$ 5.
ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: St ≤ 10 cm en zone IIb.
- Dans la zone courante: St ≤ ($b_1/2$,$h_1/2$, 10 Φ□) en zone II.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux**..**

Tableau V.18 les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (kN)	λg	ρ	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	At_{min} RPA	At	Choix
35×35	43.15	3.15	3.75	cour	14	40	15	1	3.14	**4Ø10**
				nod	10	40	10	1.2	3.14	**4Ø10**
40×40	50.38	3.44	3.75	cour	14	40	15	2.00	3.14	**4Ø10**
				nod	10	40	10	2.81	3.14	**4Ø10**
45×45	54.01	3.79	3.75	cour	14	40	15	1.91	3.14	**4Ø10**
				nod	10	40	10	2.68	3.14	**4Ø10**
50×50	62.38	4.21	3.75	cour	16	38.25	15	1.99	3.14	**4Ø10**
				nod	10	38.25	10	3.01	3.14	**4Ø10**
55×55	57.01	4.74	3.75	cour	16	33.75	15	1.65	3.14	**4Ø10**
				nod	10	33.75	10	2.64	3.14	**4Ø10**

Tableau V.19 Vérification de la quantité d'armaturestransversales minimale (At/St.b)

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35×35	courante	0.39	**C.V**
	nodale	0.55	**C.V**
40×40	courante	0.52	**C.V**
	nodale	0.78	**C.V**
45×45	courante	0.46	**C.V**
	nodale	0.69	**C.V**
50×50	courante	0.42	**C.V**
	nodale	0.62	**C.V**
55×55	courante	0.38	**C.V**
	nodale	0.57	**C.V**

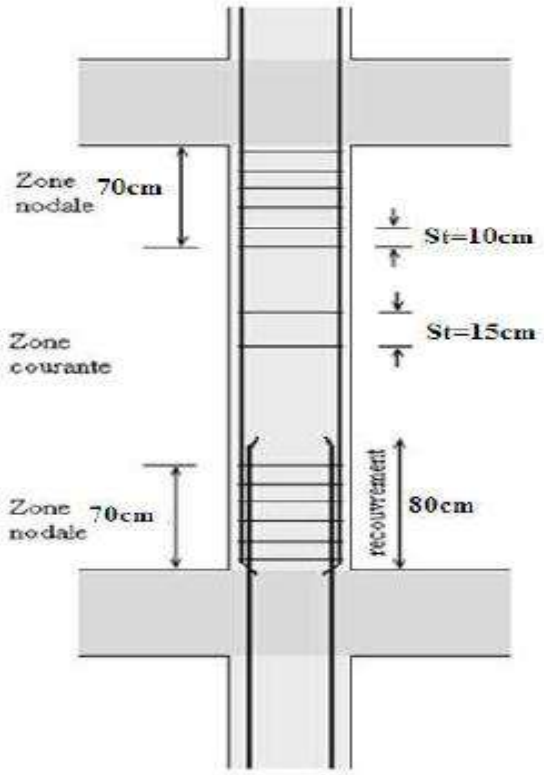


Figure V.1 : Disposition des armatures dans les poteaux

V.6.Ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

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:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée (Fig.

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ (force de traction)

$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} .L$ (la longueur tendue)

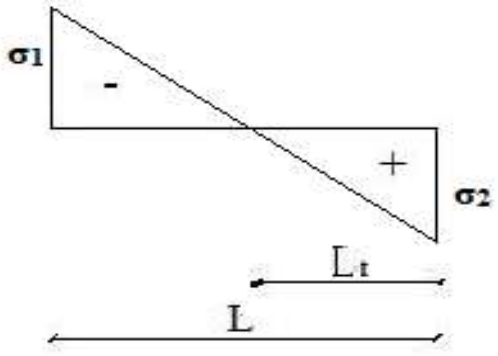


Figure V.2 : Diagramme des contraintes (SPC)

- 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:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

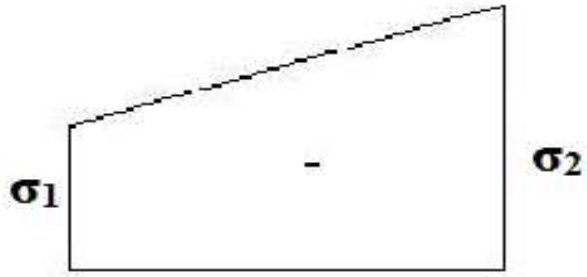


Figure V.3 : Diagramme des contraintes (SET)

- 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]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

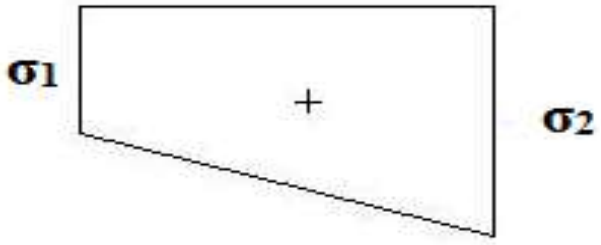


Figure V.4 Diagramme des contraintes (SEC)

V.6.2. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ **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.

V.4.3. 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: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \le \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \le \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: 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)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;\,30cm\right]$$

V.6.4. 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.6.5. Recommandations pour les voiles

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où 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.

$$\begin{cases} S_v \le \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right] \\ S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases} \end{cases}$$

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.

Tableau V.20 Les données de calcul

situation accidentelle	
Béton	**Acier**
γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

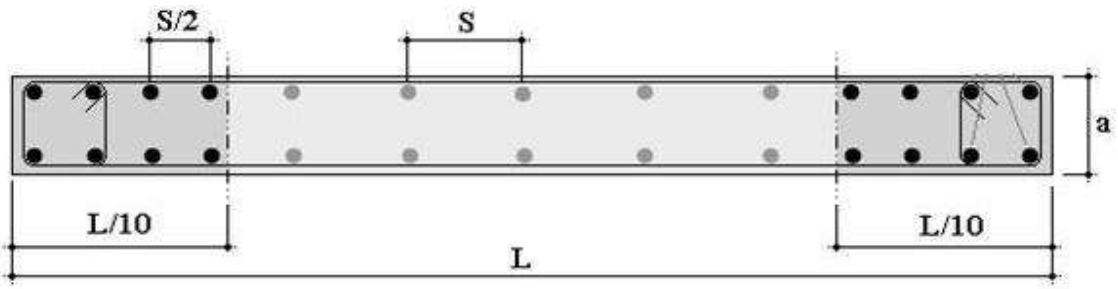


Figure V.5 disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Les Armatures vertical**

Tableau V.21 Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm

Epaisseur	**15 (cm)**								
Voile	**V_1**	**V_2**	**V_3**	**V_4**	**V_5**	**V_6**	**V_7**	**V_8**	**V_9**
L (m)	4.30	4.30	4.30	4.40	4.40	4.50	4.50	4.60	4.60
N (kN)	1716.64	1345.48	1217.83	1070.60	850.47	705.54	511.40	360.09	178.04
M (Kn.m)	2936.10	4178.31	3391.03	2581.83	1953.62	1227.3	683.16	256	105.1
σ_1 (MPa)	0.343	0.273	0.246	0.215	0.171	0.149	0.102	0.071	0.035
σ_2 (MPa)	0.330	0.255	0.231	0.205	0.163	0.145	0.099	0.070	0.035
Nature	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**	**SEC**
A_{cal}(cm^2)	17.8	17.8	17.8	18.2	18.2	18.6	18.6	19	19
A_{min} CBA (cm^2)	6.45	6.45	6.45	6.60	6.60	6.75	6.75	6.90	6.90
A_{min} RPA (cm^2)	9.67	9.67	9.67	9.90	9.90	10.12	10.12	10.35	10.35
S_t D'about (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S_t Courante (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
(2) Armatures D'about (cm^2)	8HA10			8HA10		8HA10		10HA10	
(2) Armatures Courante (cm^2)	15HA10			16HA10		16HA10		15HA10	

- **Les armatures transversales**

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Q_t \leq Q_v$.

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4\ T_{Cal}/b_0\ d$ **…Art 7.7.2(RPA 93 VERSION2003)**

avec ;T : l'effort tranchant à la base du voile.b_o : l'épaisseur du voile.

d : la hauteur utile d= 0.9 h.

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0.2\ f_{c\,28}$ donc il faut vérifier que :$\tau_u \leq \overline{\tau}$

Les résultats de calcul et de vérifications sont déterminés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 Vérification de l'effort tranchant à la base des voilesavecE_p=15(cm)

Voile	**Epaisseur (cm)**	**T (KN)**	τ_u **(MPa)**	$\overline{\tau}$**(MPa)**	**vérification**
V_1	15	600.00	0.156	5	**C.V**
V_2	15	834.01	0.283	5	**C.V**
V_3	15	638.25	0.216	5	**C.V**
V_4	15	616.49	0.209	5	**C.V**
V_5	15	500.40	0.170	5	**C.V**
V_6	15	440.58	0.149	5	**C.V**
V_7	15	298.00	0.101	5	**C.V**
V_8	15	196.45	0.067	5	**C.V**
V_9	15	9.11	0.003	5	**C.V**

Les armatures horizontales

Les armatures horizontales selon le CBA 93 seront calculés et disposés dans les voiles afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le diamètre des armatures horizontales

$\varphi_h \leq a/10$ **►►Art 7.7.4.3◄◄ RPA 93 VERSION2003**

Et comme $A_t$est connue, alors : :$A_t=2.a_t=2.\pi\ \varphi_t^2/4=1.00cm^2$, φ_t=8mm.

- L'espacement des armatures horizontales S_t est donné par :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- K=1+3(σ_{cm}/f_{cj}) , en flexion composée avec compression .
- K=1-10(σ_{tm}/f_{cj}), en flexion composée avec traction.
- $\sigma_m=N_c/B$, $\sigma_m=N_t/B$, avec (N_c :effort normale de compression,N_t :effort normale de traction , B=Lxa :section de béton, et f_{cj} : la contrainte de traction de béton) .

Et on doit vérifier que :

$S_t \leq$ min[0.9d, 40 cm] **[2]**

$S_t \leq$ min[1.5a, 30 cm] **[1] Art [7.7.4.3]**

Les résultats de calcul sont détermines dans les tableaux suivants:

Tableau V.23 donne les armatures horizontales des voiles pleins

voile	L'épaisseur (cm)	H (m)	S_t (cm) CBA 93	S_t (cm) RPA 99	St choisie	A_h choisis (cm^2)	A_{min} =0.15%B	$A_h \geq A_{min}$
V_1	15	**4.00**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	9.67	**OUI**
V_2	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	9.67	**OUI**
V_3	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	9.67	**OUI**
V_4	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	9.90	**OUI**
V_5	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	9.90	**OUI**
V_6	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	10.12	**OUI**
V_7	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	10.12	**OUI**
V_8	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	10.35	**OUI**
V_9	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	10.35	**OUI**

V.7. Les linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Ils sont sollicités en flexion simple comme les poutres, et on les vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.7**. 1.Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99:**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec $\overline{T} = 1.4 T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile.
- T_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

V.7. 1. a.Premiers cas: $\tau \leq 0.06\, f_{c28}$

A. Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \text{ avec } Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

- M: moment du à l'effort tranchant.
- h: hauteur totale du linteau.
- d: distance d'enrobage.

B. Aciers transversaux

On distingue deux cas:

B.1. linteau long: $\lambda_g = \dfrac{L}{h} > 1$

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

- S_t: espacement entre les armatures transversales.
- A_t: section d'armatures transversales.
- L: portée du linteau

B.2. linteau court: $\lambda_g \leq 1$

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2T_u$$

M_{ci} ,M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

avec $M_c = A_l \cdot f_e . Z$

$Z = h - 2d'$

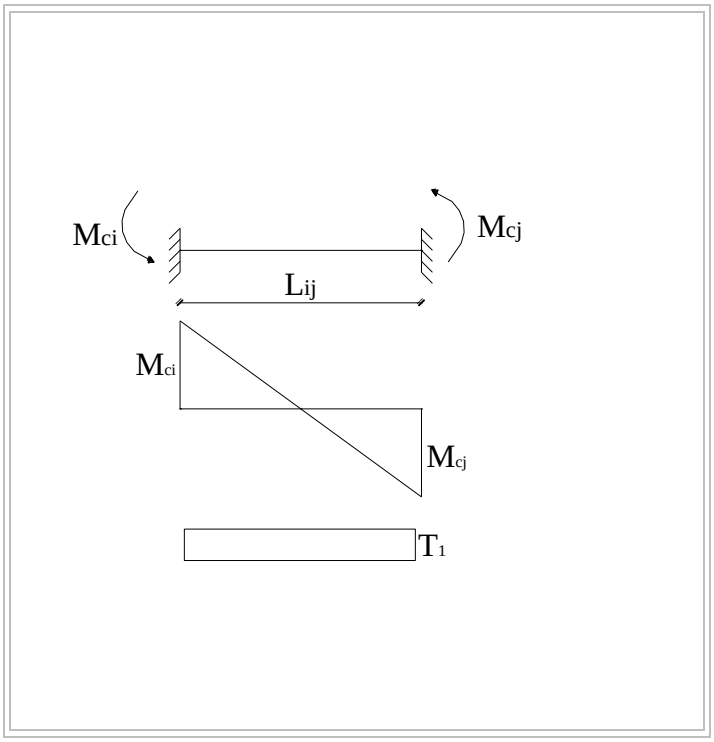


Figure V.6 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

V.7. 1. b.Deuxième cas $\tau > 0.06\, f_{c28}$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

$T = T_u$ (sans majoration)

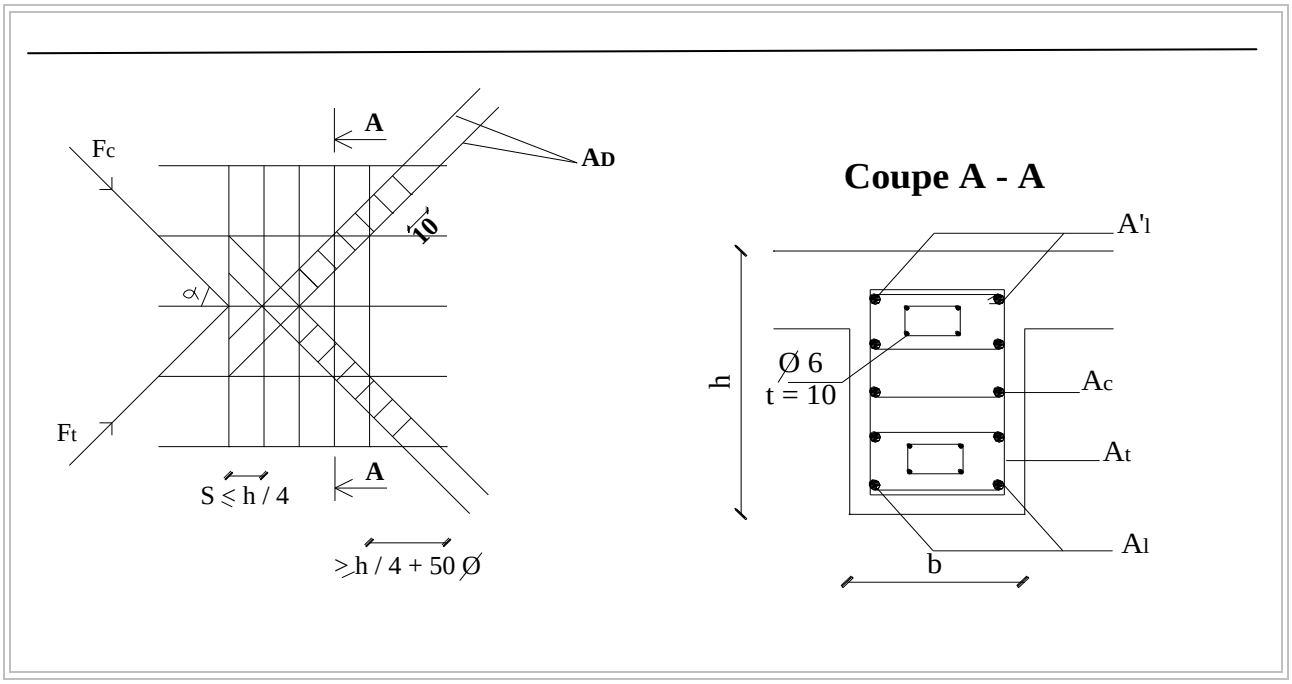


Figure V.7 Armatures du linteau selon le RPA 99

V.7. 2.Ferraillage minimal:

- **Selon le RPA 9 :**

on a:

- ✓ $A_l \geq 0.15\%\, b.h$
- ✓ $A_c \geq 0.2\%\, b.h$

- ✓ $A_D = 0$ si $\tau_b \le 0.06 f_{c28}$
- ✓ $A_D = 0.15\%\, b.h$ si $\tau_b > 0.06 f_{c28}$
- ✓ $A_t \ge 0.15\%\, b.s$ si $\tau_b \le 0.025 f_{c28}$
- ✓ $A_t \ge 0.25\%\, b.s$ si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

V.7. 3. Calcul du ferraillage:

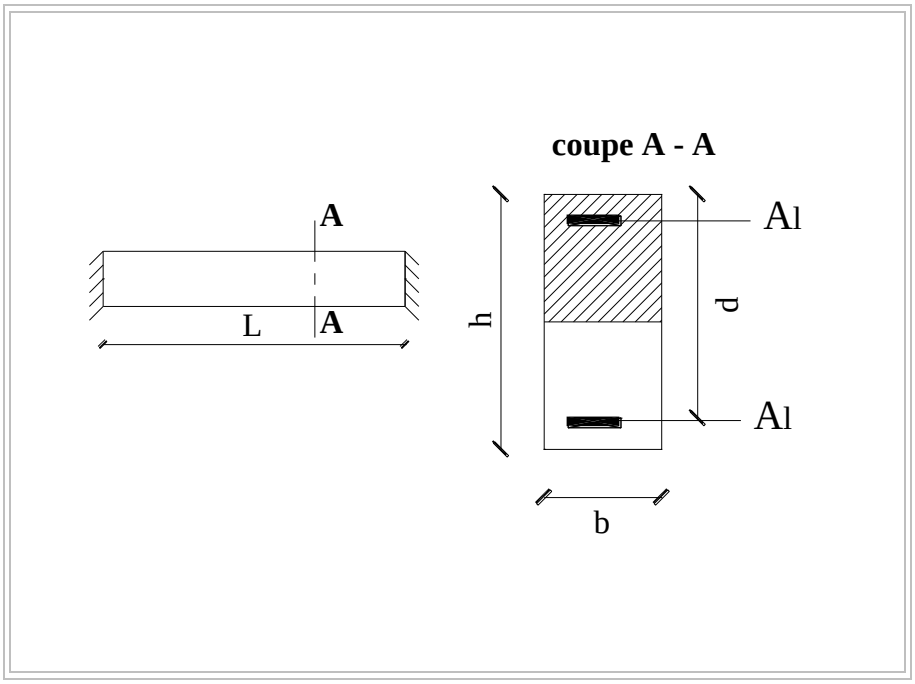


Figure V.8 Section dulinteau

Les calculs du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

V.7. 3. A.Armatures longitudinales

On à: $0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5\,\text{MPa}$

$0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625\,\text{MPa}$

Tableau V.24Calcul des armatures dans les linteaux

sens	niveau	Sec (cm^2)	M (KNm)	T (KN)	$A_{L\ cal}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{L\ choisie}$ (cm^2)	$A_{t\ cal}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)	$A_{D\ cal}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{D\ choisie}$ (cm^2)	$A_{C\ choisie}$ (cm^2)
x	**RDC-Porte**	15×130	7.69	144.31	0.41	3	**4HA10=3.14**	1.11	0.75	**8HA8=4.01**	4.00	1.57	**8HA8=4.01**	**3HA10=2.01**
	Etage corant-fenetre	15×130	3.39	183.54	0.08	4.18	**8HA10=6.28**	0.34	0.45	**8HA8=4.01**	-	-	-	**7HA10=5.49**

V.7. 4. Les trumeaux

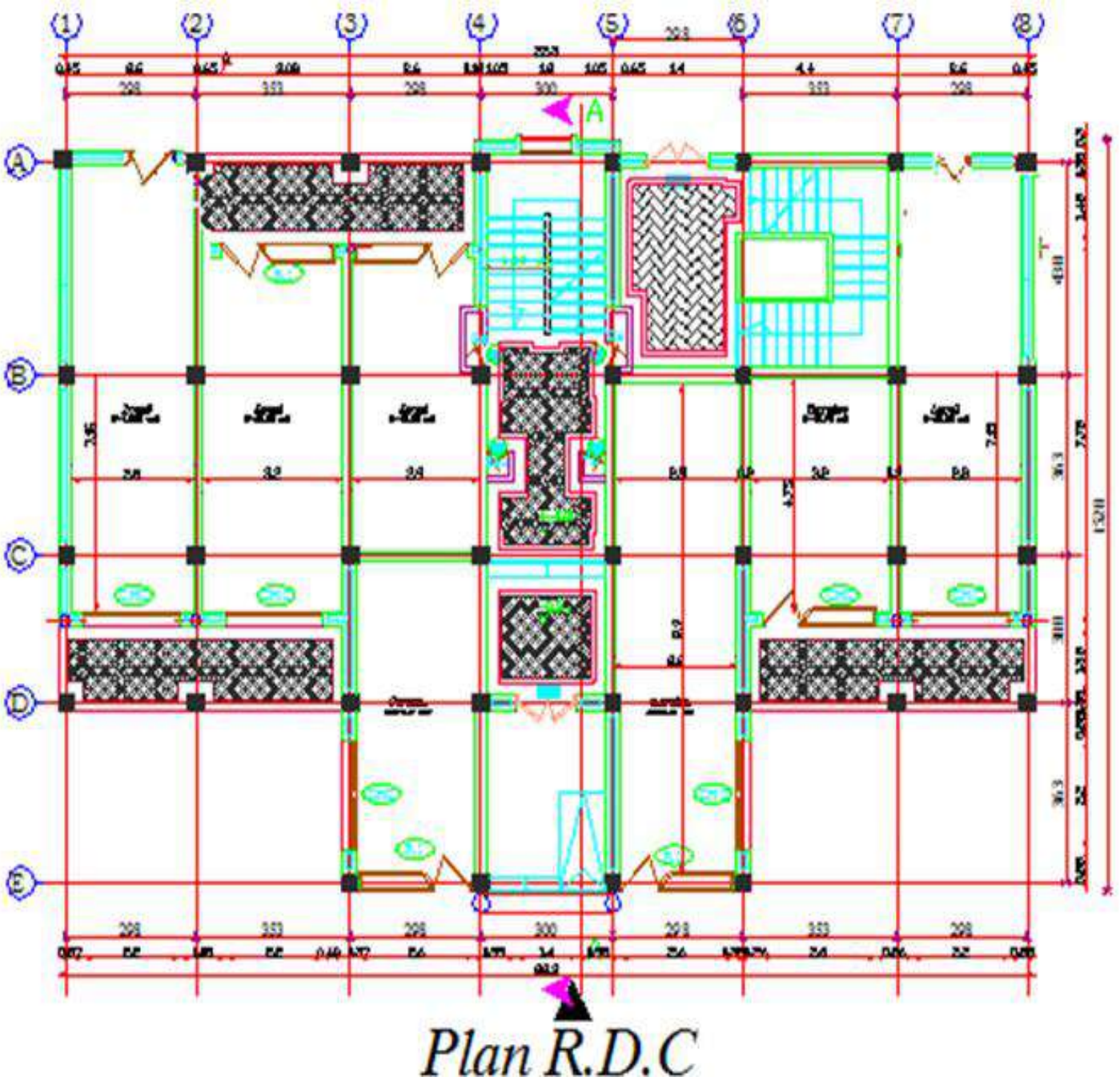
Les calculs du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.25Calcul des armatures dans les trumeaux transversaux

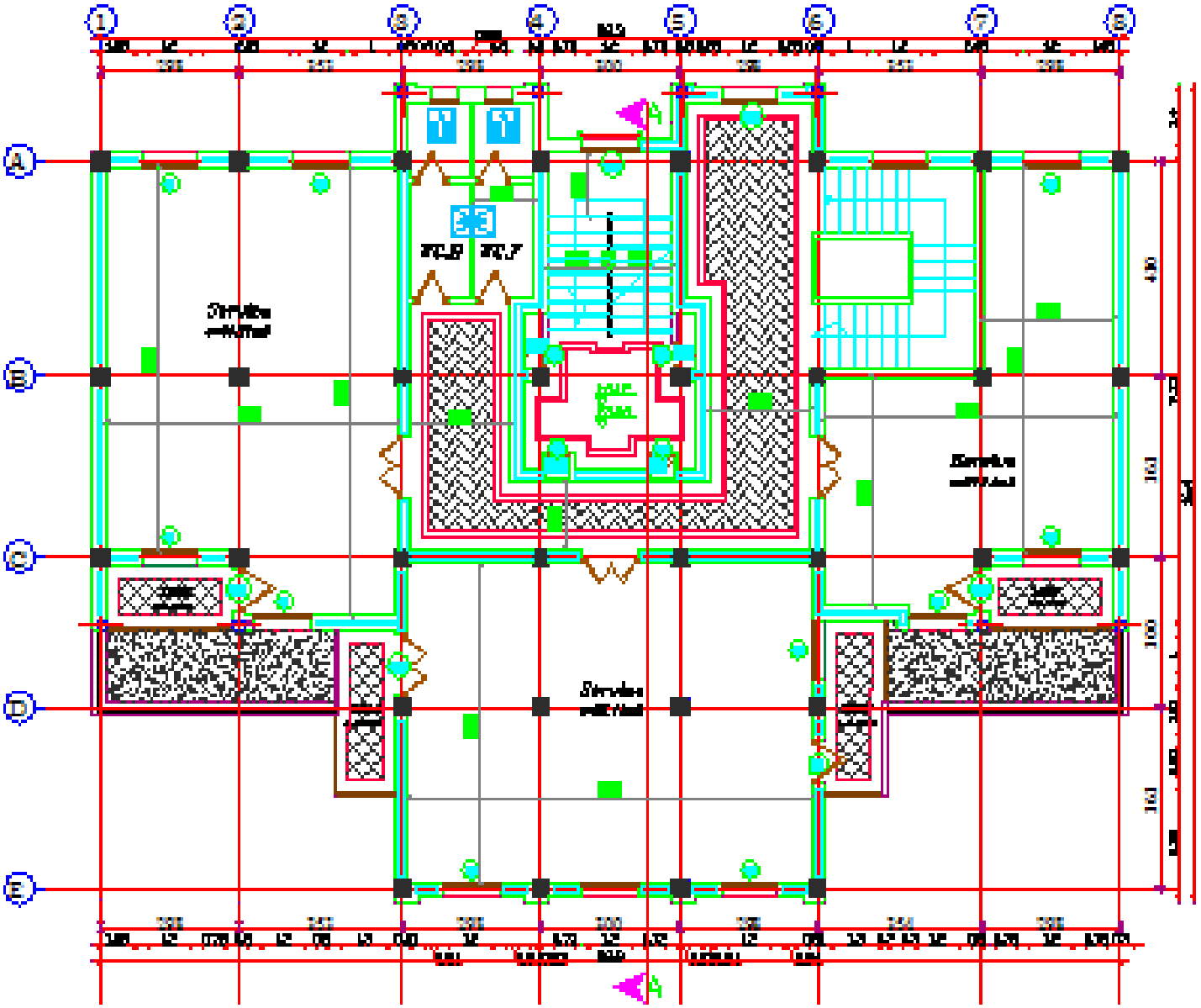
Epaisseur	**15 cm**	
trumeaux	**PORTE**	**FENAITRE**
L (m)	0.84	0.84
N (kN)	386.08	196.16
M (Kn.m)	195.05	43.05
σ_1 (MPa)	0.317	0.158
σ_2 (MPa)	0.295	0.153
Nature	**SEC**	**SEC**
A_{cal}(cm^2)	4.00	4.00
A_{min} CBA (cm^2)	1.26	1.26
A_{min} RPA (cm^2)	1.89	1.89
S_t D'about(cm)	10	10
S_t Courante	20	20
(2) Armatures D'about (cm^2)	2HA10	2HA10
(2) Armatures Courante (cm^2)	4HA10	4HA10

Tableau V.26les armatures horizontales des trumeaux

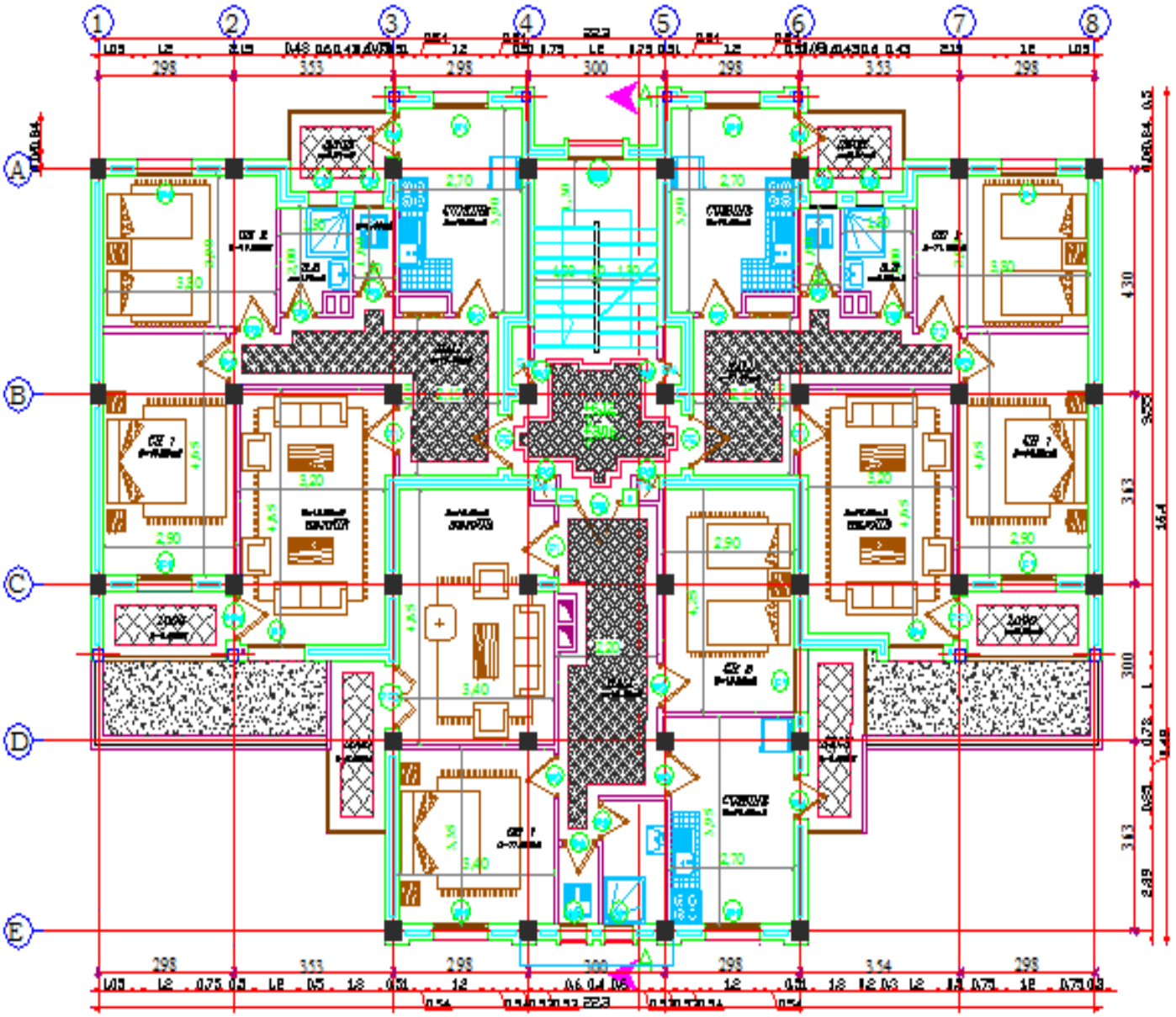
trumeaux	L'épaisseur (cm)	H (m)	S_t (cm) CBA 93	S_t (cm) RPA 99	S_t choisis (cm)	A_h choisis (cm^2)	A_{min} =0.15%B	$A_h \geq A_{min}$
PORTE	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	6.88	**OUI**
FENAITRE	15	**3.06**	40	22.5	20	**2(15Φ8) =15.08**	6.88	**OUI**



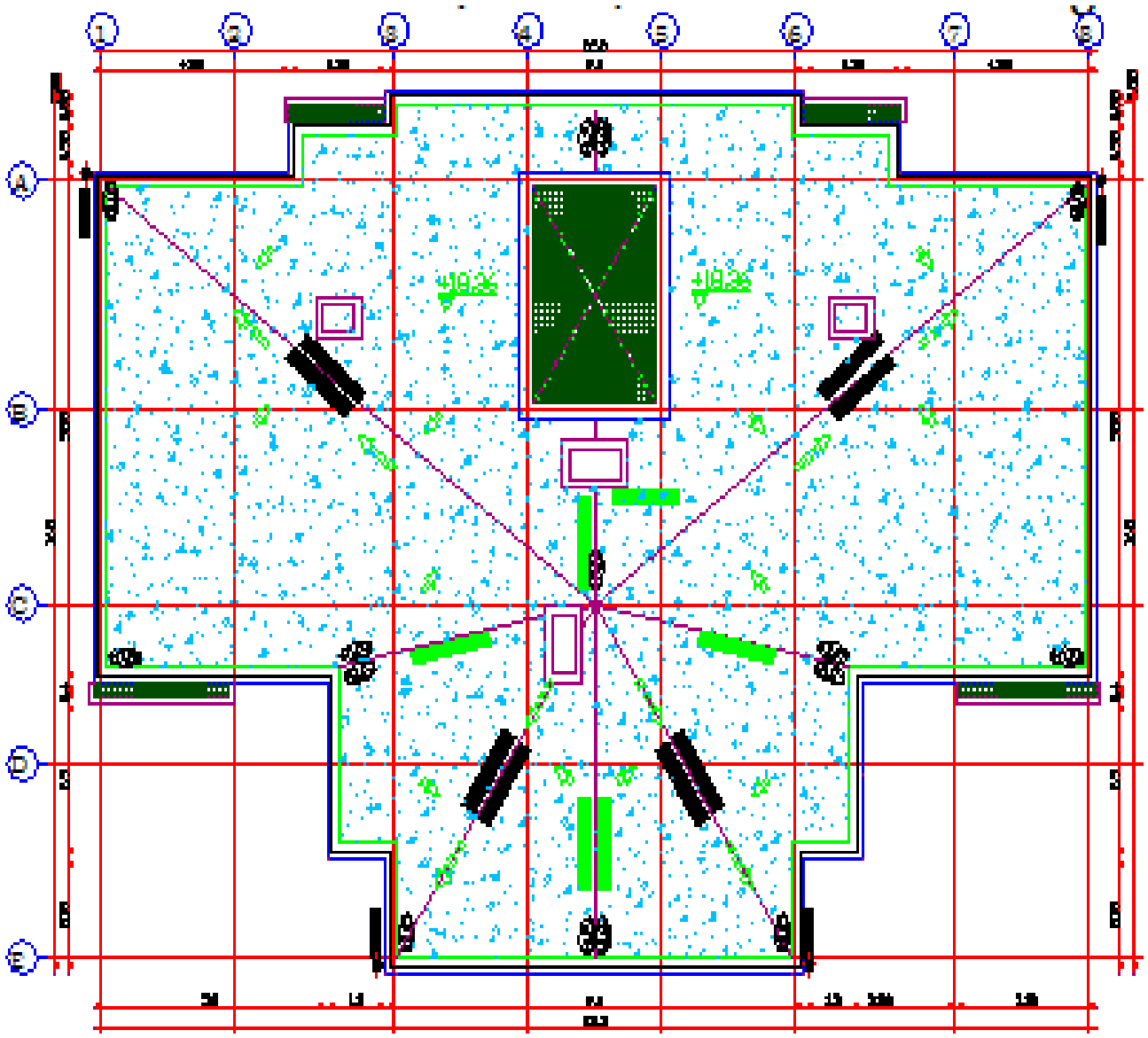
Plan R.D.C



Plan de 1er Etage



Plan de 2eme, 3eme, 4eme et 5eme Etage



Plan de terrasse


notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : 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.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft_{28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: angle.

β : angle.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différents techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine de génie civil.

Cependant, dans ce projet on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA99.

A cet effet, 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), exigée par le règlement parasismique algérien, montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes dues aux charges de service et sismique sont reprises en toute sécurité en respectant les règles de bonne construction. Par ailleurs, on a fait valoir autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structuresen béton «HENRY THONIER ».

[6] : Cour de formation

Logiciels :

- Logiciel de SAP v 12
- AutoCAD 2012
- Expert 2010