République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE-YAHIA FARES-MEDEA
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Memoire de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: STRUCTURE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+7) A USAGE D'HABITATION EN ROUIBA

Présenté par :

Melle. BOUCHEFRA Boutheyna

Melle. TOUATI Ilham

Proposé et encadré par :

Mr : BOUKSANI OMAR

- Promotion juin 2013 -

Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. BOUKSANI OMAR pour ses conseils et son aide précieuse.

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

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

Nous remercions aussi les ingénieurs BOURAI YAHIA , AOUNI MERIEM et MANAR

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportée leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parent, nos famille et nos amis.

- *On leurs dit merci de tous notre coeur*

BOUCHEFRA Boutheyna Et TOUATI Ilham

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

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

Ma mère ZAHIA et mon père ZOUBIR.

A ma grande mère KHEIRA.

A mes oncle DOCTEUR HAROUN ET FEYÇAL ZAIDI.

A ceux que j'adore et respecte :

Mes sœurs : OUMAYMA, IMEN, CHAIMA et mon petit frère adorée WAEL.

Toute la famille BOUCHEFRA ET MAMMERI.

A mon binôme nina qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

Et sa famille (Touati)

A tous Mes Amies : TAKIA, MERIEM, Maner.

A toutes mes camarades de la promotion 2012/2013.

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage ; Merci.

BOUTHEYNA

Dédicaces

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 décédait 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 chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifie pour me avoir atteindre ce jour.

A mon père que Dieu ait son âme.

A mes chers et adorables frères : Ahmad, yahia et Walid sina qui ont me donnes mains fortes et m'encouragés.

A mes chères sœurs : Souraya ; Djaouida , Nassira , Khadidja ,

A toute la famille Touati

A mon binôme BOUTI et sa famille (BOUCHEFRA) qui nous a toujours soutenus et encouragés.
A mon marie hafed.

A tous mes amies : Hayate , Hanane , Meriem , Naima , HIBA , LILA , Djamila et A toute la click .

A mes amis de promotion -2013 pour tous les moments vécus a leur cotés.

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

ILHAM

SOMMAIRE:

Résumé……

Remerciement……

Dédicace……

Liste des tableaux, figures et notations……

Chapitre I

***I.** INTRODUCTION GENERALE* *1*

***I.1.** Introduction* *1*

***I.2.** Présentation du projet* *2*

***I.3.** Conception structurelle* *3*

***I.3.1.** Choix du système de contreventement* *3*

***I.3.2.** Planchers* *3*

***I.3.3.** L'acrotère*……*3*

***I.3.4.** les escaliers*..... *3*

***I.3.5.** les balcons* *3*

***I.3.6.** Maçonnerie* *4*

***I.3.7.** Revêtement*..... *4*

***I.3.8.** infrastructure*……*4*

***I.4.** Taux de travail de sol et nature du sol*……*4*

***I.4.** Caractéristiques mécaniques des matériaux* *5*

***I.4.1.** Béton* *5*

***I.4.2** Les armatures* *7*

Chapitre II

***II.** PREDIMENTIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES*……*10*

***II.1.** Introduction*……*10*

***II.2.** Prédimensionnement des planchers*……*10*

***II.2.1.** Plancher à corps creux*……*10*

***II.2.2.** Dalle pleine*……*11*

***II.3.** Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation*……*12*

***II.3.1.** Maçonnerie*……*12*

II.3.2. *Plancher terrasse*.....13
II.3.3. *Plancher courant*.....14
II.3.4 *Balcon*.....15
II.3.5. *Dalle pleine*.....15
II.4. *Prédimensionnement*.....16
II.4.1*.Prédimensionnement des poutres*.....16
II.4.2.*Prédimensionnement des pouteaux*.....21
II.4.3. *Prédimensionnement des voiles*.....30

Chapitre III

III. *CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES*.....33
III .1. *L'acrotère*.....33
III.1.1. *Principe de calcul*.....33
III.1.2. *Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation*.....33
III.1.3. *Détermination des efforts*.....34
III.1.4. *Calcul de ferraillage*.....34
III.1.5. *Vérification à l'état limite de service*.....36
III.1.6. *Vérification de l'effort tranchant*.....39
III.1.7. *Vérification de la contrainte de cisaillement du béton*.....39
III.1.8. *Vérification de l'acrotère au séisme*.....39
III.2. *Planchers*.....40
III.2.1. *Introduction*.....41
III.2.1.1. *Calcul des poutrelles*.....41
III.2.1.2*. Ferraillage des poutrelles*.....54
III.2.1.3. *Ferraillage de la dalle de compression*.....58
III.3. *Calcul des escaliers*.....60
III.3.1. *Introduction*.....60
III.3.1.2. *Prédimensionnement*.....60
III.3.1.3*. Charges permanentes et surcharges d'exploitation*.....61
III.3.1.4*. Détermination des sollicitations*.....62
III.3.1.5*. Calcul du ferraillage*.....64
III.3.1.6. *Vérification à l'Etat Limite de Service*.....66
III.3.1.7. *Vérification de la flèche*.....66
III.3.2. *Calcul de la poutre palière*.....69

III.3.2.1. *Prédimensionnement* *69*
III.3.2.2 *Charges revenants à la poutre* *69*
III.3.2.3. *Calcul des efforts* *70*
III.3.2.4. *Ferraillage de la poutre palière* *70*
III.3.2.5. *Vérifications* *72*
III.4. *Calcul des dalles pleines* *74*
III.4.1. *Introduction* *74*
III.4.2. *Types des ruptures.* *74*
III.4.3. *Calcule du premier type de rupture de la dalle* *75*
III.4.4. *Calcule de ferraillage de la dalle pleine* *77*
III.4.5. *Vérifications* *79*
III.4.5.1 *Vérification de l'effort tranchant* *79*
III.4.5.2. *Vérification à l'E.L.S:* *80*
III.4.5.3. *Vérification de la flèche* *80*

Chapitre IV

IV. *ETUDE SISMIQUE* *82*
IV.1. *Introduction* *82*
IV.2. *Caractéristiques dynamiques de la structure* *82*
IV.2.1.*Premiere conception structure Autostable (sans voiles)* *82*
IV.2.1.1*. Centre de masse* *82*
IV.2.1.2. *Calcul de Centre de rigidité* *83*
IV.2.1.3.*Excentricité* *84*
IV.2.1.4*.Choix de la méthode de calcule* *85*
IV.2.2*.Deuxieme conception structure contreventé par des voiles* *89*
IV.2.2.1. *Détermination Des Masses Et Centres De Masse Par Etage* *89*
IV.2.2.2*. Calcul de Centre de rigidité* *91*
IV.2.2.3*. Voiles* *91*
A. *Voiles pleins* *91*
IV.2.2.4. *Calcul des excentricités* *92*
IV.3. *Modélisation de la structure* *93*
IV.3.1. *Introduction* *93*
IV.3.2*. Modélisation* *94*
IV.3.3*. Méthode dynamique modale spectrale* *95*

IV.4. *Résultats de l'analyse dynamique* *98*

IV.4.1 *Vérification de comportement* *99*

IV.4.2 *Vérification de participation massique*……..*99*

IV.4.3 *Vérification des périodes*……*100*

IV.4.4 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*……*101*

IV.4.5 *Vérification de la stabilité au renversement*……..*102*

IV .4.6. *Vérification des déplacements*……..*107*

IV.4.7.*Vérification des sollicitations normales*……..*111*

Chapitre V

V. *CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS* *112*

V.1. *Calcul des poutres* *112*

V.1.1. *Introduction* *112*

V.1.2. *Combinaisons des charges* *112*

V.1.3. *Recommandation des règlements* *112*

V.1.4*. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime*..... *114*

V.1.5. *Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service* *115*

V.1.6. *Vérification vis-à-vis RPA99 (ver .2003) et le CBA.93* *116*

V.1.7*. Calcul des armatures transversales*……..*120*

V.1.8*. Vérification de la flèche*……*121*

V.2. *Calcul des poteaux*..... *125*

V.2.1. *Introduction* *125*

V.2.2*. Etat Limite Ultime de stabilité de forme*..... *125*

V.2.3*. Détermination des sections d'acier*..... *126*

V.2.4. *Détermination des armatures à l'ELU de résistance* *128*

V.2.5*. Vérification à l'Etat Limite Service* *129*

V.2.6. *Armatures transversales*..... *131*

V.3. *Calcul des voiles*..... *139*

V.3.1. *Introduction* *139*

V.3.2. *Combinaison*..... *139*

A. *Prescriptions imposées par RPA99 Version2003* *139*

B. *Calcul du ferraillage vertical* *140*

C. *Armatures transversales* *145*

***D**. Ferraillage horizontal 147*

Chapitre VI

***VI.** CALCUL DES FONDATIONS……150*

***VI.1.** Introduction..... 150*

***VI.1.1** Etude des fondations 150*

***VI.1.2**. Choix du type de fondation 151*

***VI.1.3**. Reconnaissance des lieux et du sol 151*

***VI.2** Semelle isolées 151*

***VI.2.1** Dimensionnement des semelles isolées 162*

***VI.2.2**. Vérification des contraintes 153*

***VI.2.3.** Ferraillage des semelles isolées 154*

***VI.2.4**. Vérification à l'E.L.S 154*

***VI.3**. Semelles filantes sous voiles 155*

***VI.3.1**. Dimensionnement..... 155*

***VI.3.2.** Ferraillage 156*

***VI.4**. Etude du voile périphérique..... 158*

***VI.4.1**. Redimensionnement 158*

***VI.4.2.** Détermination des sollicitations 158*

***VI.4.3.** Calcul du ferraillage……..160*

***VI.4.4.** Semelle sous voile périphérique……161*

***VI.5.** Vérification du poinçonnement……163*

***VI.6.** Vérification au renverssement……164*

***VI.6.** Les longrines..... 165*

***VI.6.1**. Prédimensionnement..... 165*

***VI.6.2.** Sollicitations..... 165*

***VI.6..3.** Ferraillage 165*

***Conclusion**……*

***Références bibliographiques**……..*

***Annexe (CD Résultats)**…..……..*

LISTE DES FIGURES

***Figure.I.1**. Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELU ……..……6*

***Figure.I.2.** Diagramme des contraintes déformations……..……8*

***Figure.II.1.** Type de plancher en corps creux avec dalle de compression……..……...11*

***Figure II.2.** Coupe de mur en maçonnerie……..…….....12*

***Figure II.3**. Composants du plancher terrasse……..……13*

***Figure II.4**. Composants du plancher étage……..……...14*

***Figure II.5.** Coupe verticale du plancher dalle pleine……....15*

***Figure. II.6**. Coupe de voile en élévation ……..31*

***Figure II.7.** Coupe de voile en plan ……...31*

***Figure III.1:** L'acrotère……..…….....33*

***Figure III.2:** Section de béton armé à l'E.L.U……..…….....34*

***Figure III.3**: Ferraillage de l'acrotère……..…….....40*

***Figure III.4.** Poutrelle……41*

***Figure III.5.** Schéma statique de la poutrelle……..…….....42*

***Figure III.6**. Schéma statique de poutrelles à deux travées……..…….....44*

***Figure III.7**. Schéma statique de poutrelles à trois travées……..…….....44*

***Figure III.8.** Schéma statique de poutrelles à cinq travées……..…….....44*

***Figure III.9**. Schéma statique des poutrelles à sept travées……..…….44*

***Figure III.10.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU……..…….....47*

***Figure III.11**. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU ……..…….....47*

***Figure III.12**. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……..…….....48*

***Figure III.13**. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS ……..…….....48*

***Figure III.14.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU ……..…….49*

***Figure III.15.** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU ……..…….....49*

***Figure III.16.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS ……..…….49*

***Figure III.17.** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS ……..…….50*

***Figure III.18.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU ……..…….50*

***Figure III.19**. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU ……..…….....51*

***Figure III.20**. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS ……..51*

***Figure III.21.** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS ……..51*

***Figure III.22.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU ……52*

***Figure III.23**. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU ……..52*

***Figure III.24.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS ……..53*

***Figure III.25.** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS ……..53*

***Figure III.26**. ferraillage des poutrelles.……57*

***Figure III.27**. Ferraillage de la table de compression ……..59*

***Figure III.28**. Schéma de l'escalier ……..60*

***Figure III.29**. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U ……..62*

***Figure III.30**. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S …… …63*

***Figur III.31 :** disposition constructive des armatures de l'escalier……68*

***Figure III.31**. Schéma statique de la poutre palière ……70*

***Figure III.32.** Ferraillage de la poutre palière ……74*

***Figure III.33**. Efforts dans la dalle triangulaire …… ….76*

Figure IV-1 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc……87

***Figure IV.1.** Disposition des voiles aux étages……99*

***Figure IV.3.** Voile plein……91*

***Figure IV.4.** Schéma équivalent du Modélisation de la structure……95*

***Figure IV.5**. Spectre de réponse ……98*

***Figure IV.6**. Les forces agissent sur la stabilité au renversement ……103*

***Figure IV.7**. Distribution des forces sismiques ……104*

***Figure IV.8**. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……105*

***Figure IV.9**. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……106*

***Figure V.1.** Ferraillages des poutres principales……123*

***Figure V.2.** Ferraillages des poutres principales……123*

***Figure V.3.** Ferraillages des poutres principales……124*

***Figure V.4.** Ferraillages des poutres secondaires……124*

***Figure V.5**. Ferraillage des poteaux……137*

***Figure V.6**. Ferraillage des poteaux……137*

***Figure V.7.** Ferraillage des poteaux……138*

***Figure V.8.** Ferraillage des poteaux……138*

***Figure V.9**. Disposition des armatures verticales dans les voiles……140*

Figure V.10. *Disposition des voiles……..141*
Figure V.11. *Section entièrement tendue……142*
Figure V.12 . *Section entièrement comprimée……142*
Figure V.13 . *Section partiellement comprimée……143*
Figure V.14 *. Les armatures transversales et les épingles……145*
Figure V.15 *. La zone de recouvrement des voiles……145*
Figure V.16. *Disposition des armatures dans les voiles V_3, V_4 d'épaisseur 15cm……149*
Figure V.17 . *Disposition des armatures dans les voiles V_2,V_5 d'épaisseur 15cm……149*
Figure V.18 *. Disposition des armatures dans les voiles V_1,V_6 d'épaisseur 15cm……149*
Figure VI.1 *. Représentation initiale des semelles……151*
Figure VI.2. *Semelle isolé sous poteau……152*
Figure VI.3. *Diagramme des contraintes……153*
Figure VI.4. *Schéma de semelle filante Sous deux poteaux et un voile……155*
Figure VI.5. *Ferraillage de la longrine……166*

LISTE DES TABLEAUX

***Tableau I.1**: Types d'aciers utilisés et leurs nuances……7*

***Tableau II.1:** Charges permanentes des murs intérieurs……12*

***Tableau II.2:** Charges permanentes des murs extérieurs……12*

***Tableau II.3:** Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)……13*

***Tableau II.4**: Charges permanentes du plancher courant (corps creux)……15*

***Tableau II.6 :** charges permanente du plancher courant (dalle pleine)……16*

***Tableau II.7 :** démentions finales des poutres……21*

***Tableau II.8 :** surface revenant à chaque poteau……24*

***Tableau II.9 :** dégression des surcharges……28*

***Tableau II .10**: Détermination des sections des voiles……32*

***Tableau II.11:** Tableau récapitulatif……32*

***Tableau III.1**: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……33*

***Tableau III.2**: Les efforts sur l'acrotère……34*

***Tableau III.3:** Dimensions et caractéristiques des matériaux……35*

***Tableau III.4**: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…….41*

***Tableau III.5:** Moments statiques des poutrelles……42*

***Tableau III.6:** Détermination le nombre des étaiements……43*

***Tableau III.7:** Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S……43*

***Tableau III.8:** Méthode CAQUOT……46*

***Tableau.III.9:** Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)……47*

***Tableau.III.10.** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……47*

***Tableau.III.11:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.……48*

***Tableau.III.12 :** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……49*

***Tableau.III.13:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……50*

***Tableau.III.14:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.……51*

***Tableau.III.15:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……52*

***Tableau III.16:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……53*

***Tableau III.17:** Récapitulations des efforts internes.……54*

Tableau.III.18: *Charges permanentes du palier de repos de l'escalier*..... *61*
Tableau III.19*: Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.* *61*
Tableau III.20: *Combinaison des charges de l'escalier.*. *62*
Tableau.III.21: *Récapitulation des résultats.*..... *64*
Tableau.III.22. *Ferraillage de l'escalier.* *64*
Tableau III.23 *: Vérification à l'E.L.S*.....*66.*
Tableau III.24: *valeur de la flèche.*..... *68*
Tableau III.25: *Efforts de la poutre palière*..... *70*
Tableau III.26: *Ferraillage de la poutre palière* *70*
Tableau III.27: *Ferraillage de la dalle pleine.* *78*
Tableau III.28: *Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant* L_x. *81*
Tableau III.29: *Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant* L_y. *81*
Tableau IV.1: *Calcul de masse de la structure* *82*
Tableau IV.2: *Calcul de centre de torsion.* *83*
Tableau IV.3: *l'excentricité théorique* .....*…84*
Tableau IV.4:*Détermination du facteure de qualité Q de la structure*……*86*
Tableau IV.5*:Comprtement des troix premiers modes*……*88*
Tableau IV.6:*Coefficient de participation* ……*88*
Tableau IV.7*: Vérification des périodes*..... *89*
Tableau IV.8: *Coordonnées du centre de masse de la structure*……*90*
Tableau IV.9: *Coordonnées du centre de torsion*……*92*
Tableau IV.10*: l'excentricité théorique*……*93*
Tableau IV.11*:Détermination du facteure de qualité Q de la structure*……*97*
Tableau IV.12: *Comprtement des troix premiers modes*……*99*
Tableau IV.13*: Participation massique de la structure* ……*100*
Tableau IV.14: *Vérification des périodes*……*101*
Tableau IV.15: *Calcul de la force* ……*102*
Tableau IV.16: *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*..... *102*
Tableau IV.17: *Forces sismiques selon la hauteur suivant X* ..... *.104*
Tableau IV.18 : *Forces sismiques selon la hauteur suivant Y* *105*
Tableau IV.19: *Calcul du moment de renversement* *106*
Tableau IV.20: *Calcul du moment stabilisant*.....*107*
Tableau IV.21: *Vérification de stabilisation*……*107*
Tableau IV.22: *Vérification des déplacements inter-étage sens X*……*108*

Tableau IV.23: *Vérification des déplacements inter-étage sens Y……..109*

Tableau IV.25 : *Vérification l'effet P-Δ sens X……110*

Tableau IV.25 : *Vérification l'effet P-Δ sens Y……110*

Tableau IV.26: *Vérifications des sollicitations normales ……111*

Tableau V.1 : *Ferraillage des poutres porteuses……..114*

Tableau V.2: *Ferraillage des poutres non porteuses 114*

Tableau V.3: *Ferraillage des poutres porteuses……..114*

Tableau V.4: *Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S..... 115*

Tableau V.5: *Valeurs des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S..... ..115*

Tableau V.6: *Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S……116*

Tableau V.7: *Les vérifications vis-à-vis à CBA.93 des poutres principale..... 117*

Tableau V.8: *Vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) des poutres principale……..118*

Tableau V.9: *Vérification vis-à-vis à CBA.93 des poutres secondaires…… ..118*

Tableau V.10: *Vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) des poutres secondaires. 119*

Tableau V.11: *Vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) et le CBA.93 des poutres……119*

Tableau V.12: *Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses..... 120*

Tableau V.13: *Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses 120*

Tableau V.14: *Les valeurs des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses.....120*

Tableau V.15: *Les armatures transversales et l'espacement de chaque poutre……121*

Tableau V.16: *Vérification de la flèche des poutres 122*

Tableau V.17 *: Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……127*

Tableau V.18: *Les armatures à l'ELU de résistance 128*

Tableau V.19: *Vérification vis-à-vis RPA99.ver2003 et le CBA..... 129*

Tableau V.20: *Vérifications à l'E.L.S……130*

Tableau V.21: *Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..….132*

Tableau V.22: *Les armatures transversales et leurs espacements..... ……134*

Tableau V.23: *Vérification de la quantité d'armatures……135*

Tableau V.24: *Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm.....143*

Tableau V.25: *Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1,V2,V3, V4,V5, V6).....146*

Tableau V.26: *Détermination des armatures horizontales ……..148*

Tableau VI.1: *Section nécessaire de fondation isolé……152*

Tableau VI.2: *Vérification des contraintes ……...153*

Tableau VI.3: *Ferraillage des semelles isolées ……..154*

Tableau VI.4: *Vérification des semelles à l'ELS ……..155*
Tableau VI.5 : *Dimensions des semelles filantes sous voile ……156*
Tableau VI.6: *Armatures principales des semelles filantes sous voile……157*
Tableau VI.7: *Armatures de répartition des semelles filantes sous voile ……157*
Tableau VI.8: *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles ……161*
Tableau VI.9: *Vérification des contraintes ……162*
Tableau VI.10: *Ferraillage des semelles filantes sous voile ……162*
Tableau VI.11: *Vérification du poinçonnement des différents types de semelles ……163*
Tableau VI.12: *Vérification du renversement des différents types de semelles ……164*

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني تتألف من سبعة طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي. تقع هذه البناية في روبية ولاية **الجزائر** و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات و أعمدة +جدران خرسانة مسلحة)

قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **CBA 93 , RPA 99**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفقا باستعمال برنامج **ROBOT version 23**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation comportant ***(RDC +7)*** *étages, qui sera implanté à* ***Rouiba*** *wilaya d'****ALGER,*** *classé selon le* ***RPA 99 version 2003*** *dans la* ***(zone III)****,*

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établie conformément aux règlements algériens ***(CBA 93 et RPA 99)*** *en vigueur.*

Pour l'étude dynamique on a opté par logiciel ***RPBOT version 23*** *comme outil de conception.*

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This projet consists in studying a building with use of dwelling including ; ***first floor +7 floors*** *.which will be established in* ***Rouiba*** *wilaya* ***ALGER*** *classified according to the* ***RPA 99 version 2003 in zone III***

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensure by a mixed system of wind-bracing (frames +shells)

*The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (****CBA 93 AND RPA 99****)*

The dynamic study was established with help of software ***RPBOT version 23***

Finally, we studied the infrastructure and calculated adequate foundation by holding account the regulations of the report of ground.

I. INTRODUCTION GENERALE

I.1. INTRODUCTION:

Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors du séisme du 21 mai 2003 et après les modifications apportées au RPA99, les structures mixtes **(voiles-portiques)** sont de plus en plus adoptées par les constructeurs en Algérie.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant notre formation. L'ouvrage en question est un bâtiment en **R+7 ,** dont le système de contreventement est mixte avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ROBOT Version 23** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

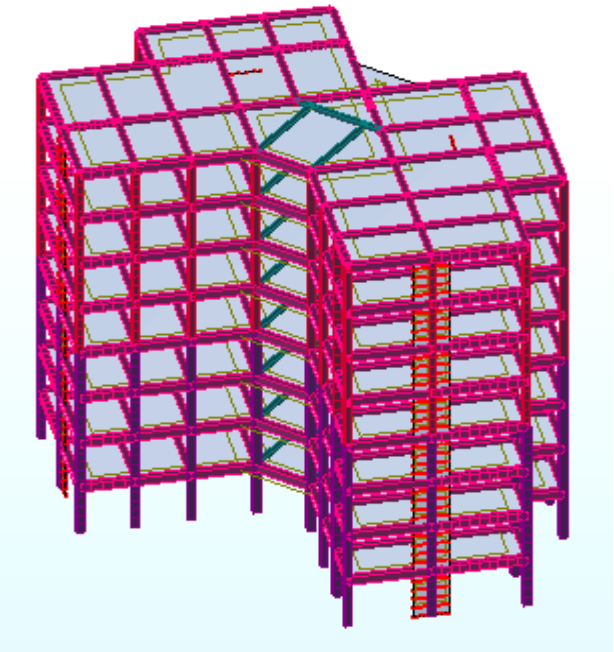
Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93 et le RPA99/version2003**.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

I.2. PRESENTATION DU PROJET :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation . Sa structure est en R+7, implantée à Rouïba wilaya d'ALGER. Cette région est classée en zone sismique III selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).



Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- ✓ Largeur en plan ---------- 25.45 m
- ✓ Longueur en plan ---------- 25.45 m
- ✓ Hauteur du RDC ---------- 3.06 m
- ✓ Hauteur étage courant ---------- 3,06 m
- ✓ Hauteur totale ---------- 24.48 m

I.3. CONCEPTION STRUCTURELLE:

I.3.1 Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

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

I.3.2 Plancher :

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

Notre bloc comporte deux types de plancher

- plancher à corps creux .
- plancher à dalle pleine.

I.3.3. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé et quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

I.3.4 Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées.

I.3.5 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitues de dalle plaine.

I.3.6 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ ***Murs extérieurs* :** ils sont constitués en deux rangées

  *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

  *Lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

  *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ ***Murs intérieurs (cloisons de répartition)* :** ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

***I.3.7 Revêtement* :**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit de plâtre pour les murs (façade inter) et les plafonds.
- Enduit de ciment pour les murs (façade exter).
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.

I.3.8. infrastructure

C'est la partie d'interaction structure–sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.4. Taux de travail de sol et nature du sol :

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par l'OPGI DE BIRMOURAD RAIS ,Laboratoire de l'Habitat et de la construction du centre unité Ain Taya. les essais d'identification physiques révèlent un sol de nature argiles faiblement marneuse indurée de moyenne humidité, de moyenne à forte compacité.

L'essai d'Atterberg montre un sol hautement plastique.

Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle , le taux de carbonates est moyen,.

Les tassements calculés aux hypothèses suggérées, montrent des tassements admissibles dans leurs globalités.

A partir de ces résultats, le laboratoire a suggéré :

- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.
- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=1.50 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 S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.5. 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.5.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CEM II/A de 350Kg/m^3** ce 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

5.1.1. Résistance du béton :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée $\boldsymbol{f_{c28}}$.

5.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression: ►► **Art [A.2.1.1.1.]** ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93

$f_{cj}=\dfrac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq$ 40MPa

$f_{cj}=\dfrac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} >$ 40MPa

5.1.1.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} et f_{tj} en MPa

5.1.2. Module d'élasticité:

5.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale **:**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij}=11000\ \sqrt[3]{f_{cj}}\ \ (MPa)$ E_{i28}= *32164.2* MPa. ►►**Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj}=3700\ \sqrt[3]{f_{cj}}\ \ (MPa)$ E_{v28}= *10819.0* MPa. ►►**Art [A.2.1.2.2]** ◄◄

5.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

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

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

5.1.3. Contraintes limites :

5.1.3.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). Pour : 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.

5.1.3.b) contrainte-déformation: **►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

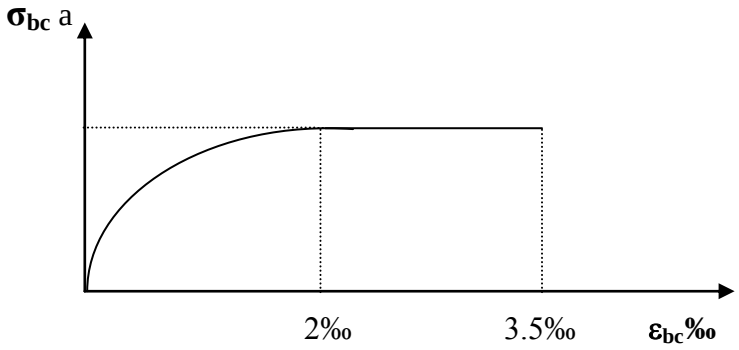


Figure I.1.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

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.5.2.Les aciers :

5.2 .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 barre circulaire 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 :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
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

Tableau I.1.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

5.2. 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 : [$E_s = 2.10^5 MPa$].

5.2.3. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

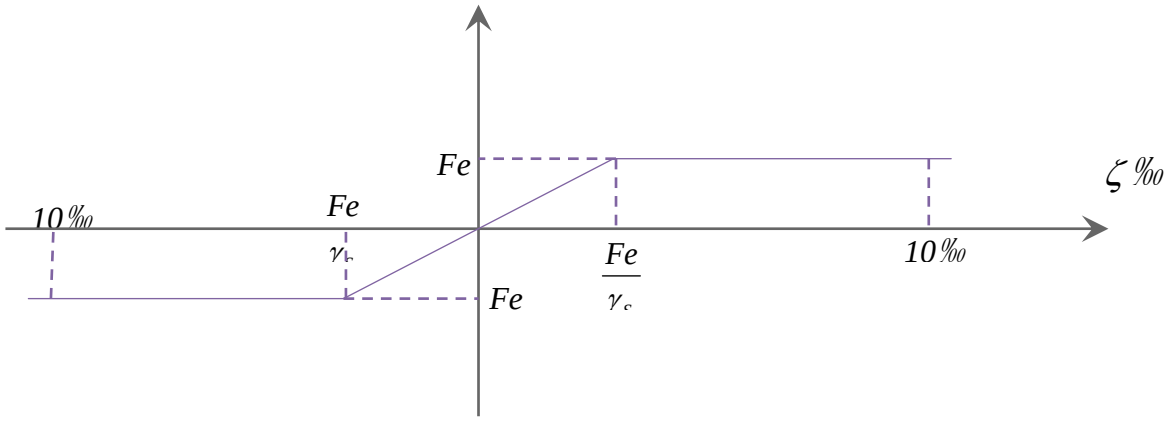


Figure I.2. Diagramme contraintes -déformations

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

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

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

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

- **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 : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [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 :

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

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} *:Section d'acier maximale et minimale*

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} *: Section d'armatures verticales.*

A_h *: Section d' d'armatures horizontales.*

A_c *: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)*

A_D *: Section d'armatures diagonales.*

B : Aire du béton.

B_r *: Section réduite du béton d'un poteau.*

B_t *: Section de la partie tendue.*

L_t *: Largeur de la section tendue.*

M_t *: Masse torsionnelle.*

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v *: Module de déformation longitudinale différée du béton.*

E_i *: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.*

E_s *: Module de déformation longitudinale de l'acier.*

I : Moment d'inertie.

I_e *: Moment d'inertie équivalent.*

M : Moment fléchissant.

M_t *: Moment fléchissant en travée d'une poutre.*

M_a *: Moment fléchissant en appui d'une poutre.*

M_u *: Moment fléchissant à l'E.L.U.*

M_{ser} *: Moment fléchissant à l'E.L.S '*

N : Effort normal.

N_{ser} *: Effort normal de service.*

N_U *: Effort normal ultime.*

T_U *: 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.

b_0 *: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)*

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.*

f_{c28} *: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.*

f_e *: Limite d'élasticité de l'acier.*

f_{tj} *: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.*

f_{t28} *: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.*

i : Rayon de giration.

I_f *: Longueur de flambement,*

S_t *: Espacement de cours d'armature transversale.*

S_h *: Espacement de cours d'armature horizontale.*

S_v *: Espacement des armatures verticales.*

❖ *Majuscules grecques :*

Δ *: Variation.*

$\sum$ *: sommation.*

Φ*: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.*

W : poids.

❖ *Minuscules grecques :*

α: *Angle.*

γ : *Coefficient de sécurité.*

ε: *Déformation relative.*

η: *Coefficient de fissuration.*

λ::*Élancement mécanique.*

μ: *Coefficient de frottement.*

ν: *Coefficient de POISSON.*

ρ : *Rapport de deux dimensions*

σ : *Contrainte normale.*

τ : *Contrainte tangentielle.*

δ: *Déplacement d'un niveau.*

❖ ***Autres notations :***

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

II. PREDIMENTIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction:

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99 Version 2003 et du CBA 93. Les résultats obtenue ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase de calcul.

II.2. Pré dimensionnement des planchers:

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

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux:

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

$$\frac{L}{\mathbf{25}} \leq h_t \leq \frac{L}{\mathbf{20}}$$

Avec :

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

L = 5.20m

$$\frac{520}{25} \leq h_t \leq \frac{520}{20} \rightarrow 20{,}80\ cm \leq h_t \leq 26\ cm \quad on\ choisit\ h_t = 25\ cm\ (20+5)$$

- ***Condition d'isolation acoustique :***

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

$h_{min} \geq 16cm$, d'où on a 25cm > 16cm (condition vérifie).

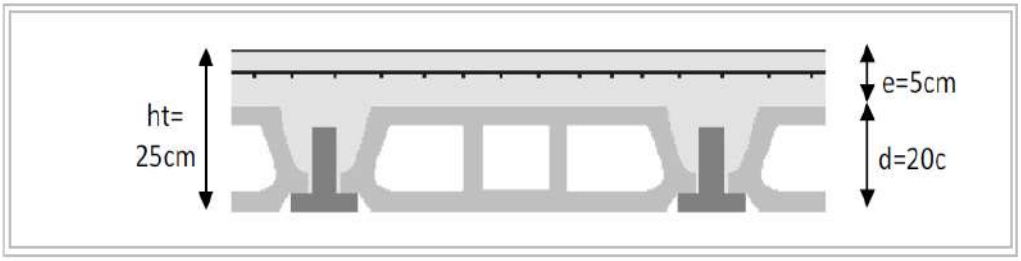


Figure II.1 : Type de plancher en corps creux avec dalle de compression.

***II.2.2. Dalle pleine*:**

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

- ✓ ***Critère de résistance*:**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$; L = 3.06 m → 6.12cm ≤ ep ≤ 7.65cm

Dalle reposant sur deux appuis:

$(Lx/35) \leq ep \leq (L\ x\ /30)$; L = 3.06m → 8.74cm ≤ ep ≤10.2cm

ou : ep : épaisseur de la dalle.

L: la plus grande portée mesurée entre nu.

- ✓ ***Sécurité contre l'incendie*:**

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

e_p = 11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

- ✓ ***Critère d'isolation acoustique*:**

e_p = 15cm

- ✓ ***Condition de la flèche*:**

$$\frac{Mt}{20M0} \leq \frac{h}{L} \quad ; \quad p = \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{fe}$$

Conclusion:

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15cm.

***II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation*:**

***II.3.1. Maçonnerie*:**

***II.3.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)*:**

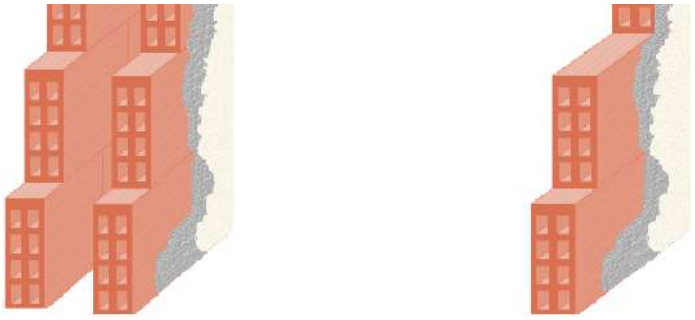
Tableau II.1: Charges permanentes des murs intérieurs.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,10	0.20
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,10	0.20
			Total	**1.30**

***II.3.1.2 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	0,10	0.20
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0,10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	**2.36**



a- Double cloison **b- simple cloison**

Figure II.2 : Coupe de mur en maçonnerie.
Les figures II.2 donnent les charges permanentes des murs intérieurs et extérieurs)

Les tableaux II.1 et II.2 donnent les charges permanentes des murs (intérieurs et extérieurs).

***II.3.2. Plancher terrasse*:**

A .Charges permanentes:

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Plancher corps creux	20+5	3,20
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		Total	**6,72**

B. Surcharges d'exploitation:

Q = 1 KN/m^2

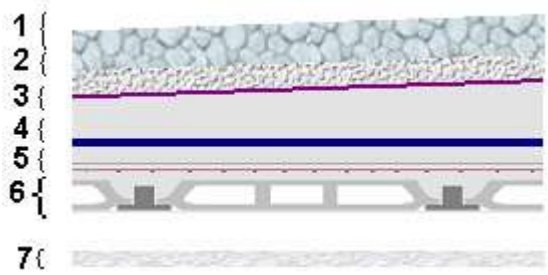


Figure II.3. Composants du plancher terrasse.

***II.3.3. Plancher courant*:**

A. *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	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Planche corps creux	0,20+0,05	3,20
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Les murs simples	0,10	1.00
		Total	**5.78**

B. *Surcharges d'exploitation*:

Q =1.5 KN/m^2

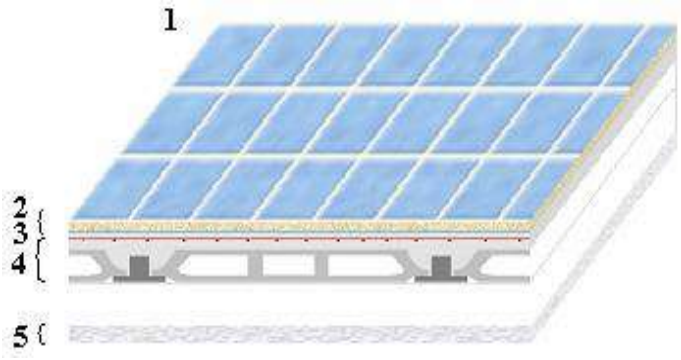


Figure II.4 : Composants du plancher étage.

II.3.4 Balcon :

A. charge permanentes :

Tableau II.5 : Charge permanentes du balcon (corps creux).

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	0.03	0.54
4	Planche corps creux	0,20+0,05	3,20
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		Total	**4.78**

B. Surcharges d'exploitation:

$Q = 3.5\ KN/m^2$

***II.3.5 Dalle pleine* :**

***II .3.5.1 Plancher courant* :**

A. Charges permanentes **:**

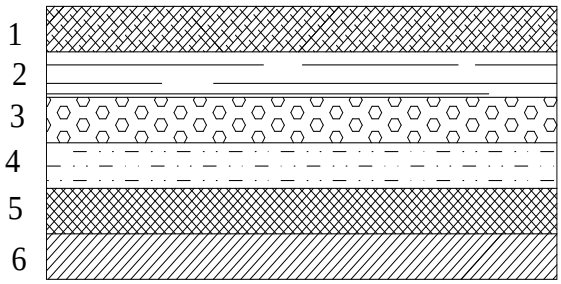


Figure II.5 : coupe verticale du plancher dalle pleine.

Tableau II.6 : charges permanente du plancher courant (dalle pleine).

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Planche dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Les murs simples	0,10	1.00
		Total	**6.29**

Les tableaux II.3 et II.4 donnent les charges permanentes des planchers terrasse et étage (corps creux)

Le tableau II.6 donner les charges permanentes des planchers étage (dalle pleine)

Les figures II.3 et II.4 montrent les composants des planchers terrasse et étage (corps creux)

La figure II.5 montrer les composants des planchers étage (dalle pleine)

II.4. PRE -DIMENTIONNEMENT **:**

Le but de pré dimensionnement est détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteau, poutre et voile) par règlements en vigueur en respectant l'aspect sécuritaire et économique.

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres**:**

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré dimensionnement s'effectuer par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivent le règlement parasismique algérien RPA 99. Une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par La RDM.

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suite :

A) <u>Selon les règles BAEL 91</u> :

La hauteur h de la poutre doit être : …… $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : …… $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

B) <u>selon le RPA 99 pour la zone III</u> :

Les poutres doivent respecter les dimensions imposées par RPA.99 version 2003 :

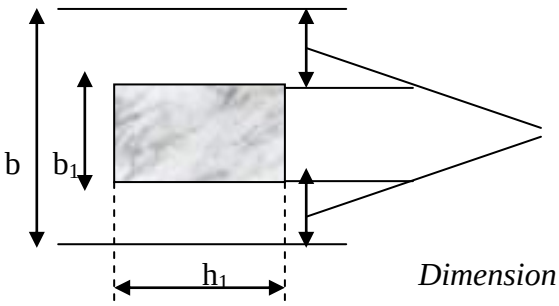
[Art 7.5.1] $h \geq 20cm$

$b \geq 30cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$



$\leq$ Max (b1 /2, h_1 /2)



$\leq$ Max (b_1 /2 , h_1 /2)

Dimension à respecter par les poutre

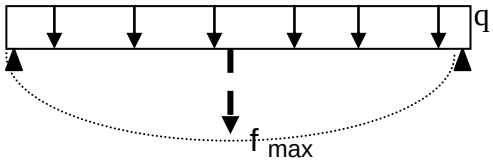
C) *vérification de la fléche* :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par : fmax< $\overline{f}$

$$f_{max} \leq \overline{f} \begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si L> 500 cm} \\ \overline{f} = \dfrac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si L< 500 cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad [2]$$



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément repartie déterminée à l'E.L.S (q = G+Q).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre.

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre.

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = \frac{bh^3}{12}$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé. $E_{vj} = \frac{11000}{3}\sqrt[3]{f_{c28}}$

A) *Les poutres longitudinales (principales)* :

La portée maximale des poutres longitudinales est : L max =5.20m

- ✓ ***selon le règlement du BAEL 91*** :

(34,66≤h≤52) cm =>h=40cm

(15≤b≤35) cm =>b=30cm

✓ ***vérification des conditions de RPA 99 'version 2003' :***

b≥20cm ⟶ c'est vérifié

h≥30cm ⟶ c'est vérifié

h/b<4 ⟶ c'est vérifier

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

✓ **vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f < \overline{f}$

$\overline{f} = 0{,}5 + \frac{L_{(cm)}}{1000}$ Si L> 500 cm

$\overline{f} = \frac{L_{(cm)}}{500}$ Si L< 500 cm

✓ **Charges revenant à la poutre principale :**

Poids propre de la poutre Gp = 0.40 x 0.30x25 = 3KN/ml

Poids propre du plancher Gplancher = 5.78x(5.2-0.30) = 4.85KN/ml

Qplancher = 1.5 x 5.2 = 7.80KN/ml

Poids total : ptotal = (Gp+ Gplancher+ Qplancher) = 15.65KN/ml

L = 5.20 ≥ 5m F_{limite} = L / 1000 +0.5 = 1.02 cm

La flèche de la poutre est calculée comme suit : $f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

$F=12x5x15.65x(5.20)^4/384x10819x10^3x(0.30)(0.40)^3=0.86$ cm.

$F = 0.86 < \overline{f} = 1.02$cm ***la flèche est vérifier***

Conclusion :

Pour les poutres longitudinales de portée L=5.20 m , on adopte une section (bxh) telle que :

bxh =(30x40)

B) ***Les poutres transversales (secondaires) :***

La portée maximale des poutres longitudinales est : L max =3.75m

✓ ***selon le règlement du BAEL 91*** :

(25≤h≤37.5) cm =>h=35cm

(10.50≤b≤24.5) cm =>b=30cm

✓ ***vérification des conditions de RPA 99 'version 2003' :***

b≥20cm ⟶ c'est vérifié

h≥30cm ⟶ c'est vérifié

h/b<4 ⟶ c'est vérifier

Poids propre de la poutre Gp = 0.35 x 0.30x25 = 2.63KN/ml
Poids propre du plancher Gplancher = 5.78x0.65 = 3.74KN/ml
Qplancher = 0.95 x 3.75 = 3.56KN/ml

Poids total : ptotal = (Gp+ Gplancher+ Qplancher) = 9.93KN/ml

Calcul de la flèche :

L = 3.75 < 5m F_{limite} = L / 500 = 0.75 cm

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$f_{max}=\frac{5qL^4}{384EI}$$

F=12x5x9.93x$(3.75)^4$/384x10819x10^3x(0.33)$(0.35)^3$= 0.22cm

F= 0.22cm < $\overline{f}$ = 0.75cm ***la flèche est vérifier***

Conclusion :

Pour les poutres transversales de portée L=3.75 m , on adopte une section (bxh) telle que :

bxh =(30x35)

Récapitulation :

Les résultats du pré dimensionnement des différentes poutres sont résumés dans le tableau suivant :

***Le choix final des sections des poutres* :**

Tableau II.7 : démentions finales des poutres.

	Plancher à corps creux	
	Plancher terrasse	**Plancher courant**
Poutres principales	30x40	30x40
Poutres secondaire	30x35	30x35

***II.4.2 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'exploitations , c'est pour quoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

***II.4.2.1 Étapes de Redimensionnement* :**

Le dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003) »**.
- Vérifier la section à L'ELU.

II.4.2.2 loi de dégression :

Soit Q0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment Q1 , Q2 , Q3 …. Qn les charge d'exploitation respectives des planches des étages 1,2,3….n

On adoptera à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charge d'exploitation suivant :

- Sous toit ou terrasse . Q0
- Sous dernier étage (étage 1) Q0+Q1
- Sous étage

  Immédiatement

  Inferieur (étage 2) Q0+0.95(Q1+Q2)

  (étage 3) Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)

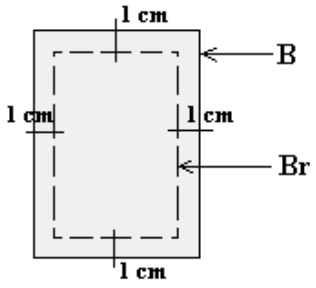
  (étage 4) Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)

  (étage n) $Q0+\frac{3+n}{2n}(Q0+Q2+……..Qn)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ est valable pour n≥5

II.4.2.3 pré dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement s'effectuer de la manière suivante :



1- dimensionnement à L'ELU :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire

γ_b =1,15 situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s =1 situation accidentelle

$N_u = 1{,}35\,(G + G_{poteau}) + 1{,}5\,Q$

G_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné a tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour} \quad \lambda < 50 \\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour} \quad 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0{,}7L_0 = 0{,}7\,h_e$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_S : section d'acier minimale ; $\dfrac{A_S}{B} = 1\%$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ….f_{C28}= 25 MP a

f_e : contrainte limite élastique des aciers ……f_e = 400 MP a

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires ……..$B_r = (a - 0{,}02)(b - 0{,}02)\ m^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \ge \frac{\beta * N_u}{\dfrac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\dfrac{f_e}{\gamma_s}\left(\dfrac{A}{B_r}\right)}$$

D'après le BAEL 91: A_{min} = Max (4u, 0.2%B)

D'après le RPA99: pour la zone III : A_{min}= 0.9%B$\Rightarrow$A/$B_r \approx 0.009$

A N : $B_r \geq 0.652$ Nu (Nu en tonnes et B_r en cm^2)

***2- vérification selon RPA 99* :**

La section s_1 obtenue doivent se vérifier les conditions imposes par RPA 99, ce qui s'écrit :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \leq 30\text{cm} & \text{en zone III} \\ \text{Min (a, b)} > h/20 & \text{, h : hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

***Calcul des surfaces revenant à chaque poteau* :**

Tableau II.8: surface revenant à chaque poteau.

Poteau central			*Poteau de rive*			*Poteau d'angle*		
Désignation	**Surface (m^2)**	**Surface Majorée (m^2)**	**Désignation**	**Surface (m^2)**	**Surface majorée (m^2)**	**Désignation**	**Surface (m^2)**	**Surface majorée (m^2)**
D-2	**11.80**	**13.57**	**D-1**	**4.46**	**5.13**	**C-1**	**2.36**	**2.71**
F-2	**12.19**	**14.02**	**F-1**	**4.61**	**5.30**	**G-1**	**2.51**	**2.89**
B-3	**12.04**	**13.85**	**B-2**	**7.42**	**8.53**	**A-2**	**2.79**	**3.21**
C-3	**13.28**	**15.27**	**A-3**	**5.96**	**6.85**	**A-5**	**2.39**	**2.75**
D-3	**13.61**	**15.65**	**B-5**	**5.55**	**6.38**	**D-5**	**2.26**	**2.60**
F-3	**7.58**	**8.72**	**C-5**	**6.12**	**7.04**	**C-2**	**11.51**	**13.24**
G-3	**17.02**	**19.57**	**G-2**	**6.63**	**7.62**			

Remarque :

1/ (on prend les charges des poutres comme une majoration des planchers de 15%)

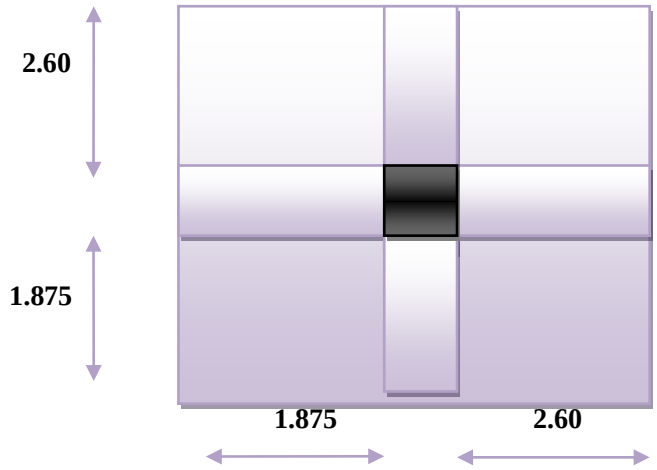
2/pour les charges voir les descentes des charges.

Nous avons trois types de poteaux :

1. Poteau central :

Le poteau le plus sollicite est (G-3) à une surface offerte

S = 19.57 m²



1.1 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

Plancher : …….0.762*1.1*19.57 =164.04KN
Poutre **:……**0,40× 0,30 × (3.37+4.85)×2.5= 36KN
Surcharges : ……..0.1*19.57=19.57 KN

N_G=200.04 KN
N_Q=19.57 KN

b-Niveau étage courant :

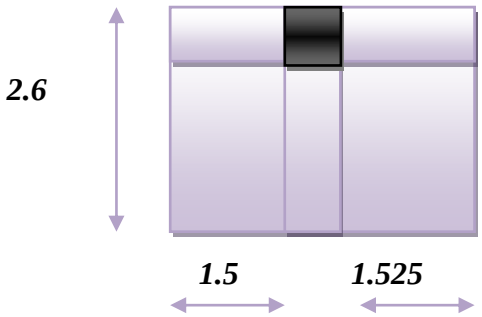
Plancher : ……..…….. 1.1*0.578*19.57=124.43 KN
Poutre : ……0,40 × 0,30× (3.37+4.85) ×2.5= 36 KN
Surcharges : …….. 0.15*19.57=29.36 KN

N_G =160.43 KN
N_Q =29.36 KN

2. Poteau de rive :

le poteau le plus sollicité est (B-2) et à une surface offerte de :

S = 8.53 m^2



1.2. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

Plancher ……. 1.1* 0.672*8.53=63.1 KN
Poutre : ……0,40× 0,30 × (3.37+4.85)×2.5= 36 KN
Surcharges :…….. 0.1*8.53=8.53 KN

N_G =99.1 KN
N_Q =8.53 KN

b-Niveau étage courant :

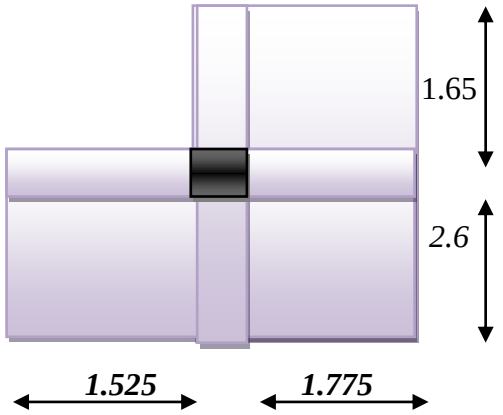
Plancher : .....….1.1*0.578*8.53=54.23 KN
Poutre : ……..0,40× 0,30 × (3.37+4.85)×2.5= 36 KN
Surcharges :…… 0.15*8.53 =12.8 KN

N_G =90.23 KN
N_Q =12.8 KN

3. Poteau d'angle :

le poteau le plus sollicité est (C-2)de surface offerte de :

S=13.24m^2



a-Niveau terrasse :

Plancher **:……..** 1.1* 0.672*13.24=97.87 KN
Poutre :…… 0,40× 0,30 × (3.37+4.85)×2.5= 36 KN
Surcharges :…….. 0.1*13.24=13.2 KN

N_G =133.9 KN
N_Q =13.2 KN

b- Niveau étage courant :

Plancher : …….. 1.1* 0.578*13.24=84.2 KN
Poutre :…… 0,40× 0,30 × (3.37+4.85)×2.5= 36 KN
Surcharges : …… 0.15*13.24= 19.9 KN

N_G = 120.2 KN
N_Q =19.9 KN

Avec :

$$Nu = (1.35N_G+1.5N_Q)$$

Calcul des charges d'exploitation :

Tableau II.09 : dégression des surcharges.

Niveau des Plancher	Surcharge	∑ surcharge	∑ Surcharge (KN)
Terrasse	Q0	∑0= Q0	1
6	Q1	∑1= Q0+Q1	2.5
5	Q2	∑2= Q0+0.95(Q1+Q2)	3.85
4	Q3	∑3= Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)	5.05
3	Q4	∑4= Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.10
2	Q5	∑5=Q0+0.80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7.00
1	Q6	∑6=Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
RDC	Q7	∑7=Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	10.99

Les résultats des différents poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1 .poteau central :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	A+2	Srpa (cm^2)	Choix	Vérification
Terrasse	200.0	19.57	299.4	195.18	15.97	30x30	35x35	*OK*
6	360.3	48.9	561.1	365.84	21.13	30x30	35x35	*OK*
5	520.6	75.3	815.8	531.88	25.06	30x30	35x35	*OK*
4	680.9	98.8	1067.4	695.95	28.38	30x30	35x35	*OK*
3	841.2	119.4	1314.7	857.20	31.28	30x30	40x40	*OK*
2	1001.5	137.0	1557.5	1015.51	33.87	30x30	40x40	*OK*
1	1161.8	151.7	1796.0	1170.98	36.22	30x30	45x45	*OK*
RDC	1322.1	215.1	2107.5	1374.10	39.07	30x30	45x45	*OK*

2. Poteau de rive :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	A+2	Srpa (cm^2)	Choix	Vérification
Terrasse	99.1	8.53	146.6	95.58	11.78	30x30	30x30	*OK*
6	189.2	21.3	287.4	187.38	15.69	30x30	30x30	*OK*
5	279.5	32.8	426.5	278.08	18.68	30x30	30x30	*OK*
4	369.7	43.1	563.7	367.53	21.17	30x30	30x30	*OK*
3	459.9	52.0	698.9	455.68	23.35	30x30	35x35	*OK*
2	550.1	59.7	832.2	542.59	25.29	30x30	35x35	*OK*
1	640.3	66.1	963.6	628.27	27.06	30x30	40x40	*OK*
RDC	730.5	93.7	1126.7	734.62	29.10	30x30	40x40	*OK*

3. Poteau d'angle :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	A+2	Srpa (cm^2)	Choix	Vérification
Terrasse	133.9	13.2	200.6	130.80	13.44	30x30	30x30	*Ok*
6	254.1	33.1	392.7	256.03	18.00	30x30	30x30	*Ok*
5	374.3	50.9	581.7	379.24	21.47	30x30	30x30	*Ok*
4	494.5	66.9	767.9	500.69	24.38	30x30	30x30	*Ok*
3	614.7	80.8	951.0	620.08	26.90	30x30	35x35	*Ok*
2	734.9	92.7	1131.2	737.52	29.16	30x30	35x35	*Ok*
1	855.1	102.6	1308.3	853.00	31.21	30x30	40x40	*Ok*
RDC	975.3	263.4	1711.8	1116.06	35.41	30x30	40x40	*Ok*

✓ **Conclusion :**

On adoptera les sections poteaux suivantes :

- (30 x 30) cm² et (35x35) cm² pour : $7^{éme}$,$6^{éme}$, $5^{éme}$ et $4^{éme}$ étages.
- (35x35) cm² et (40x40) cm² Pour $2^{éme,}$ $3^{éme}$
- (40 x 40) cm² et (45x45) cm² pour : $1^{éme}$ étages, R.D.C .

II-4.3. pré- dimensionnement des voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le **RPA 99 article7.7.1**« les éléments satisfaisants la condition **(L ≥ 4 e)** sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires . » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**).« **l'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 au extrémités .

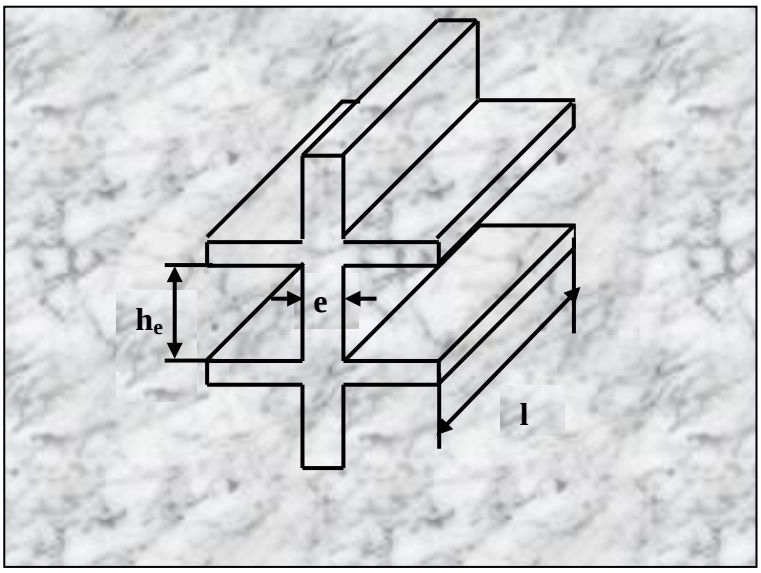


Figure. II.6 : « Coupe de voile en élévation »

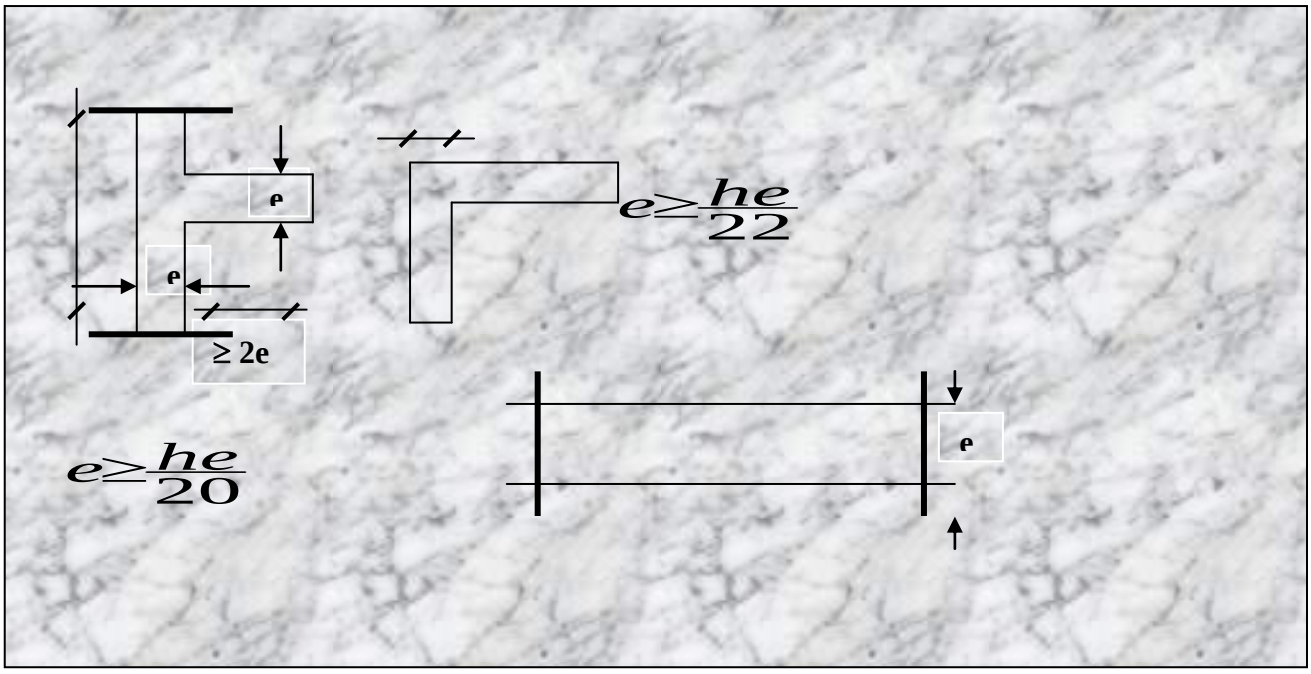


Figure II.7 : « Coupe de voile en plan »

Pour notre structure: $a \geq \max\left[\frac{h_e}{22}; 15\,cm\right]$

Pour le voile "type 1": 3.06 – 0.50 = 2.56 cm.

$$\frac{h_e}{22} = 11.63\,cm \qquad a \geq \max[11.63; 15\,cm]$$

Donc on prendra pour a = 15 cm dans les deux sens (pour les voiles longitudinales et transversales) et pour tous les niveaux.

Tableau II-10*:* Détermination des sections des voiles.

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
a (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15

Conclusion

- On adopte pour tous les niveaux un voile de 15 cm.

- **Récapitulation**

Tableau II.11: tableau récapitulatif.

Etage		**7eme**	**6eme**	**5eme**	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**R.D.C**
Poteau (cm^2)		30x30 35x35	30x30 35x35	30x30 35x35	30x30 35x35	35x35 40x40	35x35 40x40	40x40 45x45	40x40 45x45
Poutre	Principal (cm^2)	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30
	Secondaire (cm^2)	30x35	30x35	30x35	30x35	30x35	30x35	30x35	30x35
Voile (cm)		15	15	15	15	15	15	15	15

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. L'ACROTERE:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Il est encastré dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et à une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

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

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

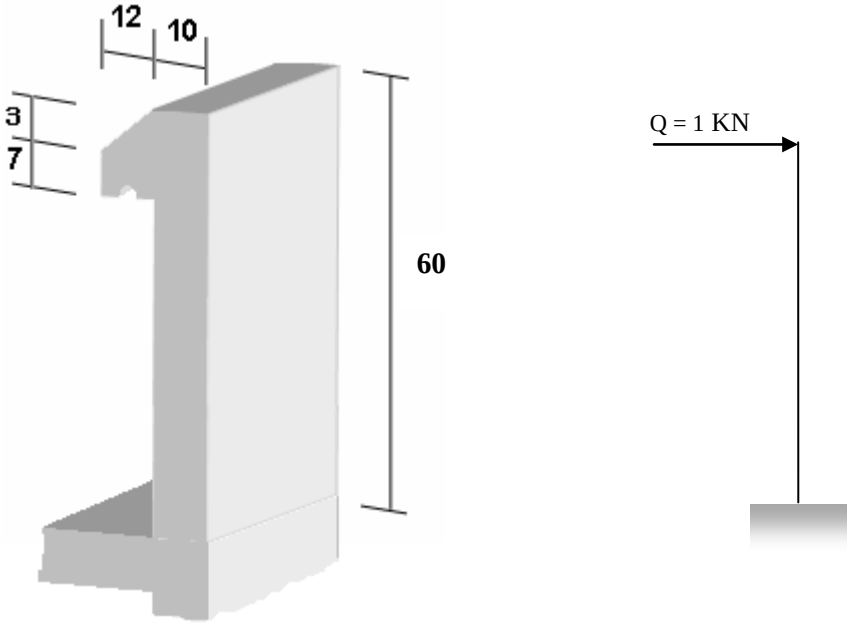


Figure III.1: L'acrotère.

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

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

Charge permanent
Poids propre : $G = [(0,6*0,1)+(0,12*0,07)+(0,12*0,03)/2].25*1 = 1.755 KN/ml$
Charge d'exploitation
Q = 1 KN/ml

Le tableau III.1 donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère.

***III.1.3. Détermination des efforts*:**

Tableau III.2*:* Les efforts sur l'acrotère.

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 = 1,755 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Q.h =1*0, 6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	T_U = Q =1 KN

Le tableau III.2 donne les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

***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.

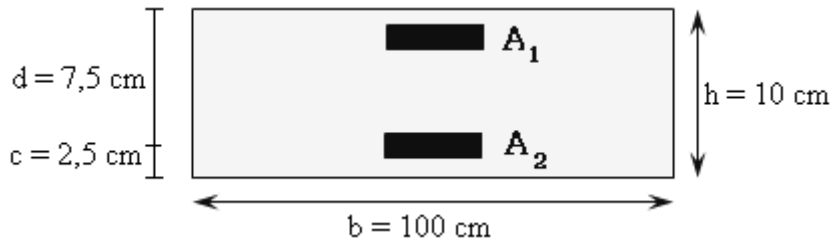


Figure III.2: Section de béton armé à l'E.L.U.

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 : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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.

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

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

  - ***Calcul des armatures verticale*** :

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

$Mu = M_1 = 0,96KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.012$$

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

Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37,00\ mm^2$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A_2 = 0.30\ cm^2$

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

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

- ***Condition de non fragilité*:**

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

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

On adoptera : $A_2 = 5HA8 = 2.31\text{cm}^2$

- ***Armatures de répartition*:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : $A_{rep} = 4HA6 = 1.13\text{cm}^2$

- ***Espacement*:**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \le S_{\min} = \min[3h = 30\ \text{cm}; 33\ \text{cm}] = 30\ \text{cm} \qquad \text{(cv)}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\ \text{cm} \le S_{\min tr} = \min[4h = 40\ \text{cm}; 45\ \text{cm}] = 40\ \text{cm} \qquad \text{(cv)}$$

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

Données : Nser=1.755 KN.

Mser=0.6 KN.m

- ***Calcul de l'excentricité*:**

_On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}755} = 34{,}19cm$

_ 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 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_1 d)] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084cm.**

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

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow \mathbf{I = 8542.64\ cm^2.}$

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

$e_0 = 34{,}28cm \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\ cm \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

Détermination de y_1

Pour déterminer y2, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……. (*)

tels que y2 : distance entre le centre de pression 'c' et l'axe neutre .

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

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

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c =** h/2 – e = - 29,19cm < 0".

Application numérique **:**

$$\begin{cases} p = -2479.89cm^2 \\ q = 46944.38cm^2 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2479.89)\, y_2 + 46944.38 = 0$

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.

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.56\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{\text{p}}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 170°.97 \\ \text{a} = 2\sqrt{\dfrac{-\text{p}}{3}} = 57.50 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} \text{acos}(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.33\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3}+120) = -57.42\,\text{cm} \\ \text{acos}(\dfrac{\varphi}{3}+240) = 26.10\text{cm} \end{cases}$

Finalement, on trouve :

$y_2^{'}$ = 31.33cm

$y_2^{''}$ = 26,10cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2^{'''}$ = -57.42cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : 0 < y_1 = 31,33 + (-29,19) = 2.14cm < h = 10cm

Donc on prend : y_2 = 31,33cm.

Donc : $y_1 = y_2 + C = 2.14$cm

y_2 = 31,33cm.

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

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

D'où alors : k = 1755/43250 $\Rightarrow$ k=40,58 x 10^{-3} N/mm^3

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (40{,}58 \times 10^{-3}) \times 21.4 \Rightarrow \sigma_b = 0.87$ MPa

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 40{,}58 \times 10^{-3} \times (75 - 21.4) \Rightarrow \sigma_s = 32{,}63$ MPa

Donc, on obtient :

$n\,\sigma_b = 0.87\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 32{,}63\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}(\text{cv})$

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 : $\overline{\tau} = \min [0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}; 4\ \text{Mpa}] = 2{,}5\ \text{Mpa}$ (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 III)]*

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 : $F_p = 4 \times 0{,}25 \times 0{,}8 \times 1{,}755 \Rightarrow F_p = 1{,}12\ \text{KN} < 1{,}5Q = 1{,}5\text{KN}$ (cv)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

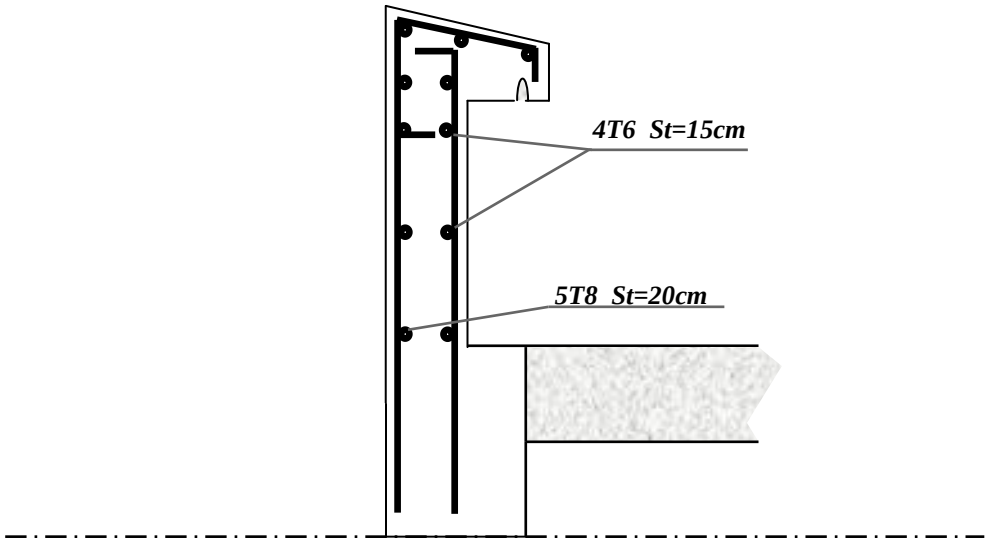


Figure III.3: Ferraillage de l'acrotère

La 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 (20*65), avec une table de compression d'épaisseur (5cm).

***III.2.1.1. 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 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 avant et après coulage du béton.

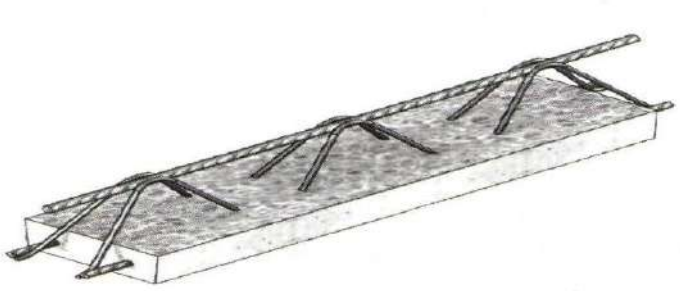


Fig. III.4 : Poutrelles.

a) *Calcul 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 de l'ouvrier.

❖ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation*:**

Tableau III.4*:* Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	G
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12 KN/ml	0,77 KN/ml
Poids du corps creux: 0,65*1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitation	Q
Poids de l' ouvrier et les matériaux Q = {1 KN; 0,5*L KN/m de portée} = 2.6KN	

Le tableau III.4 donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation des poutrelles.

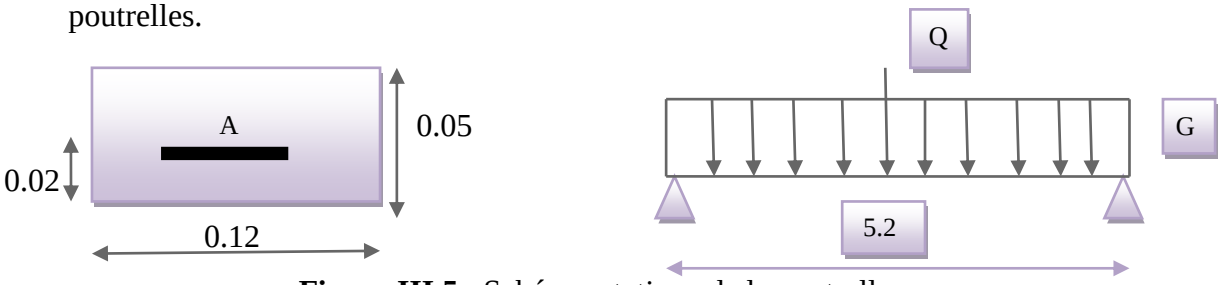


Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle.

La figure III.4 montre le schéma statique de la poutrelle.

Calcul des moments:

Tableau III.5*:* Moments statiques des poutrelles

Moments
$Mg = \frac{GL^2}{8} = 2.60KN.m$
$Mq = \frac{QL}{8} = 0.81KN.m$
Mu=1.35Mg+1.5Mq=4.73KN.m

Le tableau III.5 donne les moments statiques des poutrelles.

Erreur ! Signet non défini. Erreur ! Signet non défini. = 6.94

$\mu = 6.94 > \mu_l = 0,392$

Cette valeur de μ=6.94 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation flèche d'ou : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon a éliminé le risque de déformation.

Calcul des étaiements :

c'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on déterminer alors 'μ' pour la comparer avec 'μ_l' , si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira , sinon on ajoutera un deuxième .

Tableau III.6*:* Détermination le nombre des étaiements.

Essais	N d'étais	Espacement	M KN.m	U	U_R	Vérification
1	1	2.60	3.79	5.56	0.392	CNV
2	2	1.73	1.68	2.46	0.392	CNV
3	3	1.30	0.95	1.39	0.392	CNV
4	4	1.04	0.60	0.88	0.932	CV

D'après le ***tableau III.6*** *on préconise un systéme d'étaillement composé de quatre étais espacés de 1m.*

b) <u>Calcul après coulage</u>:

Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

Tableau III.7*:* Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,72*0,65 = 4,37	1*0,65 = 0,65	6,87	5,02
Plancher courant	5.78*0,65 = 3.76	1,5*0,65=0.98	6.55	4.74

Le tableau III.7 donne les charges, surcharges et efforts aux états limites ultime et de service.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte quatre (04) types des poutrelles :

- poutrelle à deux (02) travées :

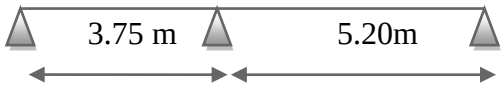


Figure III.6 : Schéma statique des poutrelles à deux travées.

- poutrelle à trois (03) travées :



Figure III.7 : Schéma statique des poutrelles à trois travées.

- poutrelle à cinq (05) travées :



Figure III.8 : Schéma statique des poutrelles à cinq travées.

- poutrelle à sept (07) travées :

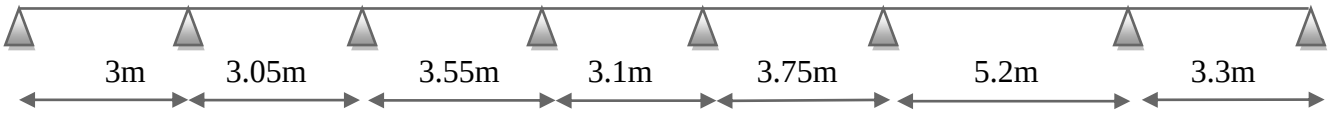


Figure III.9 : Schéma statique des poutrelles à sept travées.

***Méthode de calcul*:**

a) *Méthode de FORFAITAIRE* :

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

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

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

***Exposé de la méthode forfaitaire*:**

On désigne chaque travée par :

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

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

$$M_t \geq \begin{cases} (1+0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée \text{int} ermédiaire \\ (1.2+0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travéederive \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Poutre\ à\ deux\ travée \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuis\ voi\text{sin}\ \ desappuis\ de\ rive. \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuis\ \ \text{int} ermédiaires. \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuid\ \ de\ rive \end{cases}$$

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)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{2}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{2}$$

Avec :

T_ω: effort tranchant à gauche de la travée.

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

b) <u>Méthode de CAQUOT :</u>

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

Tableau III.8 : méthode CAQUOT.

Moment isostatique Mo	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée Mt	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$M_A = 0{,}2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = -\frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0.8l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

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

✓ ***<u>Poutrelles à deux travées 1er type</u> :***

0.8<Li/Li+1<1.25 condition no vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

❖ ***Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:***

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

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	11.51	2.30	16.65	2.04	16.11	-8.45
BC	22.14	16.65	4.43	11.60	14.68	-19.38

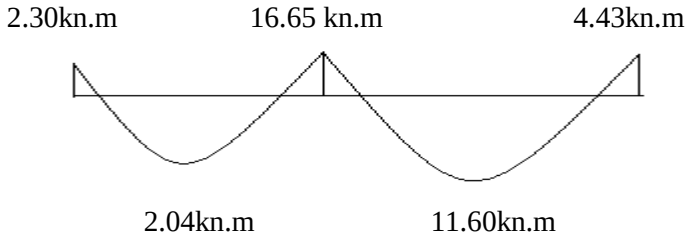


Figure III.10: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU

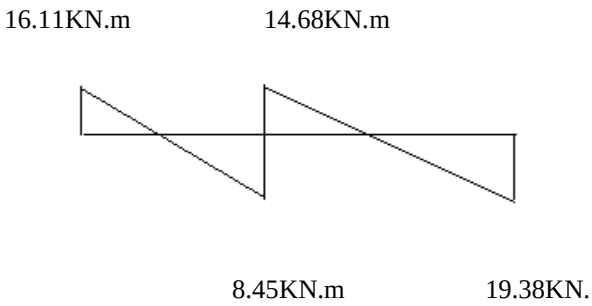


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.10: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	8.33	1.67	12.05	1.47	11.66	-6.12
BC	16.14	12.05	3.23	8.50	10.63	-14.02

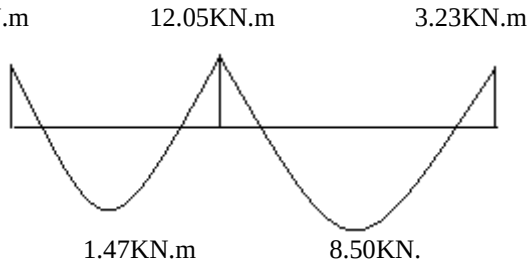


Figure III.12: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

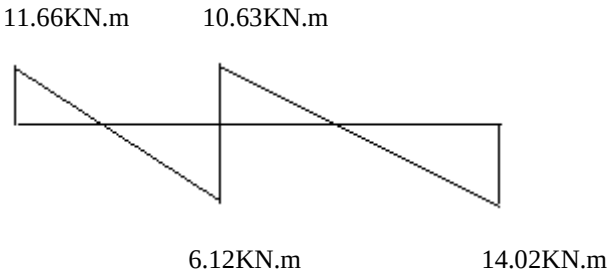


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

✓ ***poutrelles à trois travées 2èmetype***

0.8<Li/Li+1<1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.11: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	10.32	2.06	5.16	6.52	10.75	-12.50
BC	7.87	3.94	3.94	4.18	10.15	-10.15
CD	11.51	4.60	2.30	7.27	12.89	-11.67

2.06KN.m 5.16KN.m 4.60KN.m 2.30KN.m

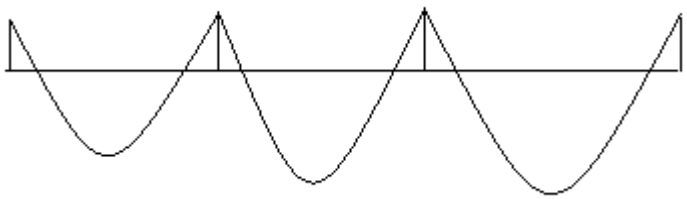


Figure III.14: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

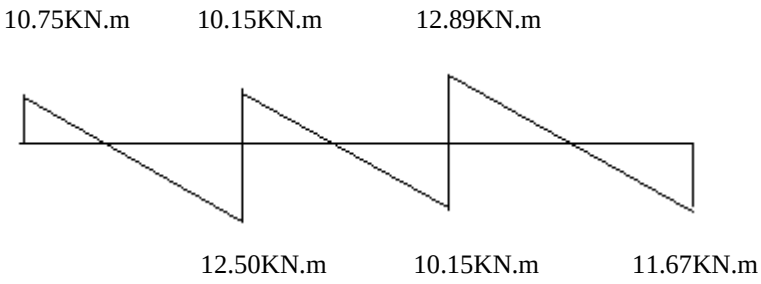


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.12: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	7.47	1.49	3.74	4.72	7.78	-9.04
BC	5.69	2.85	2.85	3.02	7.35	-7.35
CD	8.33	3.33	1.67	5.26	9.33	-8.45

.

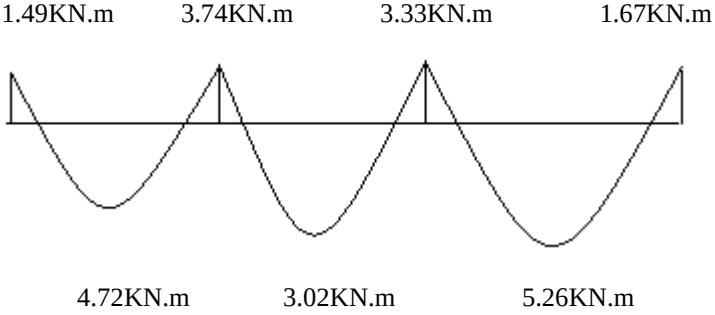


Figure III.16: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

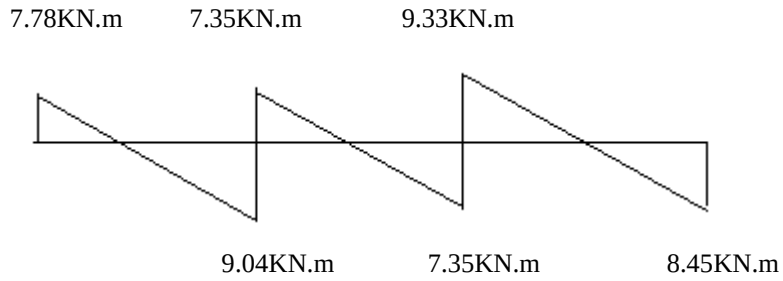


Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

✓ ***poutrelles à cinq travées 3ème type :***

0.8<Li/Li+1<1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ ***Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:***

Tableau.III.13: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	7.37	1.47	3.69	4.65	9.08	-10.57
BC	7.62	3.81	3.05	4.05	10.24	-9.74
CD	10.32	4.13	4.13	5.49	11.63	-11.63
DE	7.87	3.15	3.94	4.18	9.90	-10.40
EF	11.51	5.76	2.30	7.27	13.20	-11.36

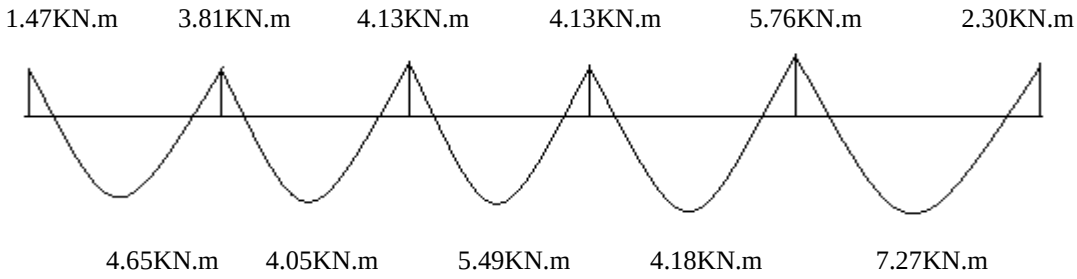


Figure III.18: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

9.08KN.m 10.24KN.m 11.63KN.m 9.9KN.m 13.20KN.m

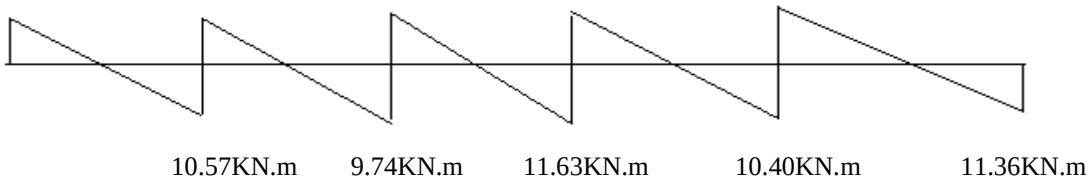


Figure III.19: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.14: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	5.33	1.07	2.67	3.37	6.58	-7.64
BC	5.51	2.76	2.20	2.93	7.41	-7.05
CD	7.47	3.00	3.00	3.97	8.41	-8.41
DE	5.69	2.85	1.14	3.02	7.90	-6.80
EF	8.33	4.17	1.67	5.26	9.55	-8.22

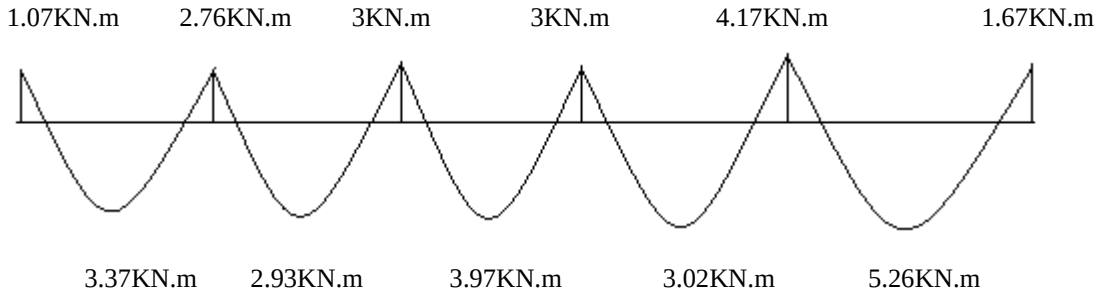


Figure III.20: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

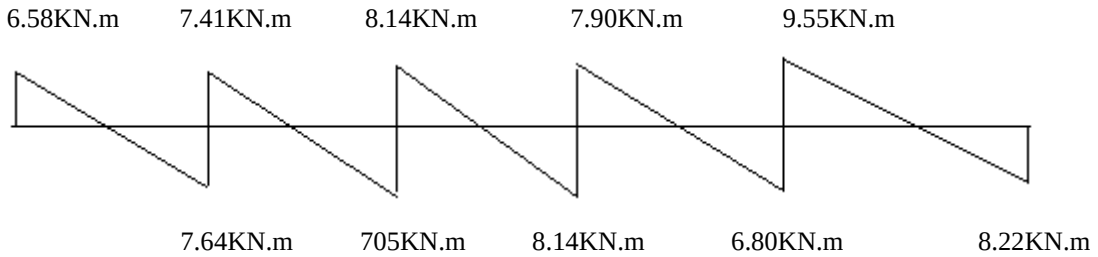


Figure III.21: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

poutrelles à sept travées 4èmetype :

0.8<Li/Li+1<1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.15: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	7.37	1.47	2.95	4.65	9.33	-10.32
BC	7.62	3.81	3.05	4.05	10.24	-9.74
CD	10.32	4.13	4.13	5.49	11.63	-11.63
DE	7.87	3.15	3.15	4.18	10.15	-10.15
EF	11.51	4.60	4.60	6.12	12.28	-12.28
FG	22.14	8.86	5.76	11.77	17.63	-16.43
GH	8.92	4.46	1.78	5.63	11.62	-10.00

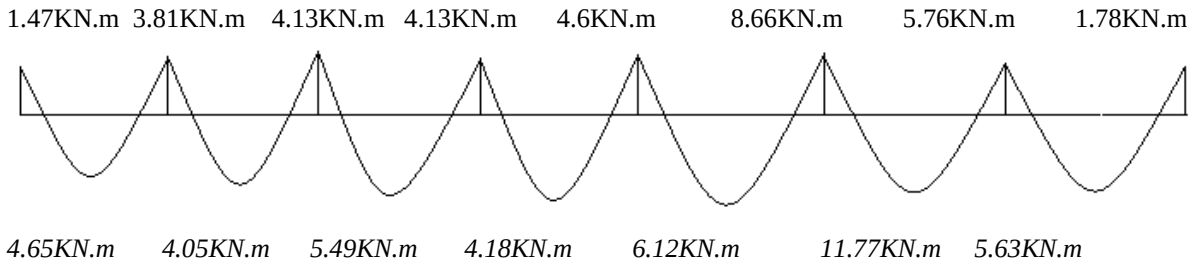


Figure III.22: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

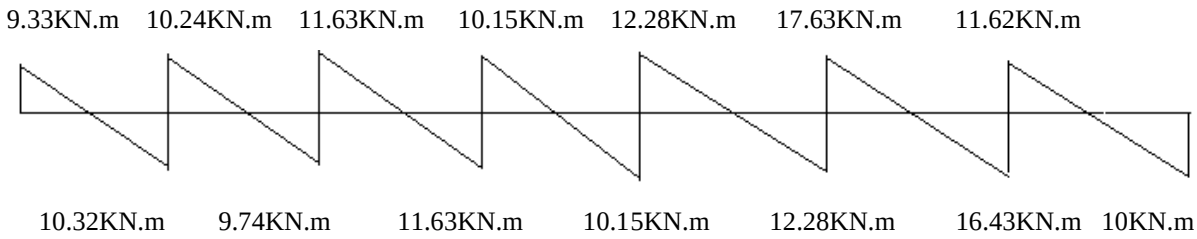


Figure III.23: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.16: Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	5.33	1.07	2.67	3.37	6.58	-7.64
BC	5.51	2.78	2.20	2.93	7.42	-7.04
CD	7.47	2.99	2.99	3.97	8.41	-8.41
DE	5.69	2.28	2.28	3.02	7.35	-7.35
EF	8.33	3.33	3.33	4.43	8.89	-8.89
FG	16.02	6.41	8.01	8.51	12.02	-12.63
GH	6.45	3.23	1.29	4.07	8.41	-7.23

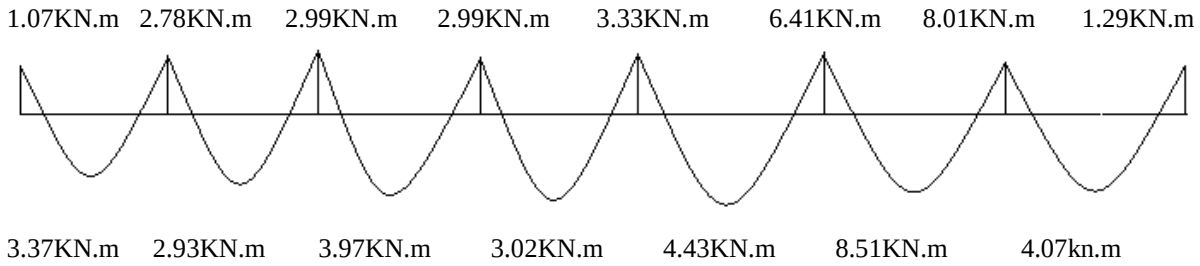


Figure III.24: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

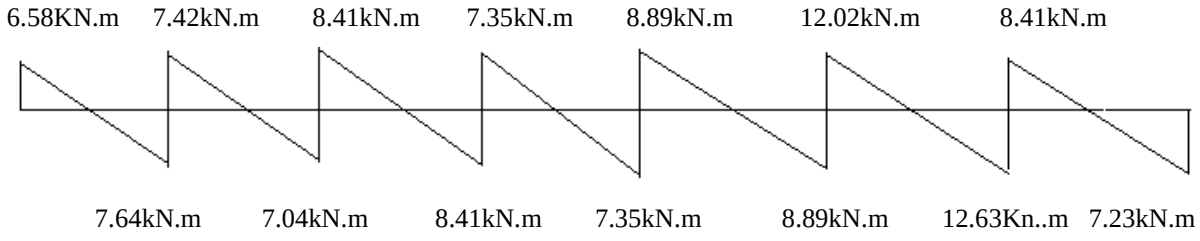


Figure III.25: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

***Récapitulations* :**

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

Tableau III.17 : Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult}(KN.m)	T_u (kN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitations	16.65	11.60	19.38	12.05	8.50
Référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.2.1.2.Ferraillage des poutrelles **:**

a) Calcul des armatures longitudinales:

D'après le calcul des moments on prend le même ferraillage suivant le maximum des moments sur les appuis et en travée.

b = 65 cm

b_0 = 12 cm

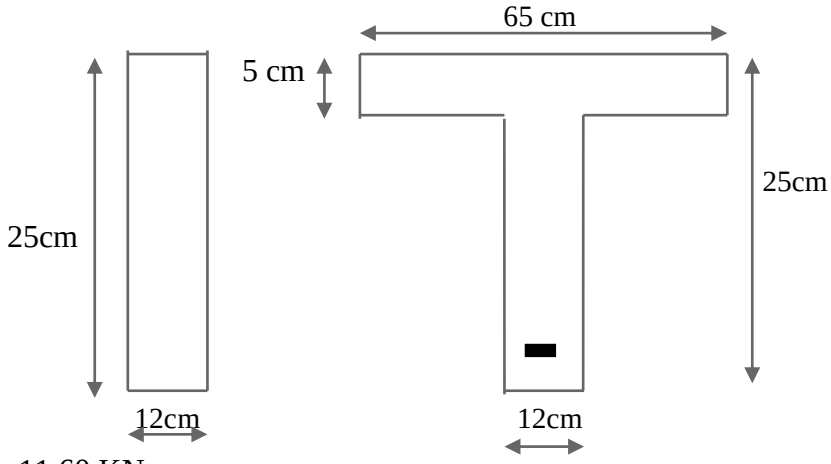
h = 25 cm

h_0 = 5 cm

d = 23 cm

σ_b= 14.2 MPa

σ_s= 348 MPa



En travées: M_t=11.60 KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0=\overline{\sigma}_b .h_0.b. (d-\frac{h_0}{2}) = 94.61$ KN.m

Avec : σ_b = 14,2 MPa, h_0= 50mm, b= 650mm, d= 230m

M_0=94.61 KN.m >M_t=11.60 KN.m

L'axe neutre passé par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b*h) = (65*25) cm^2

M_t^{ult} = 11.60 KN.m;

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b.b.d^2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A'=0$$

$A_t = 1.47\ cm^2$ ⟶ on adopt: $A_t = 3T12 = 3.39\ cm^2$.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{25 \times 65}{1000} = 1.63 cm^2 < A_t = 3.39\ cm^2 \quad \text{(c.v)}$$

aux appuis:

$M_a = -16.65$ KN.m ⟶ le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b*h) = (12*25) cm^2.

$M_a^{ult} = 16.65$ KN.m; $A_a = 2.12\ cm^2$ → on adopte: $A_a = 2T12 = 2.26\ cm^2$

Condition de non fragilité:

$$A = 2.26\ cm^2 > A_{min} = \frac{25 \times 12}{1000} = 0.30 cm^2 \quad \text{(cv)}$$

***A. Vérification à L'ELS*:**

- ***En travées***:

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$M^t_{ser} = 8.50$ KN.m;

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s^{'} (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0 \quad \begin{matrix} A_s = 2.35 cm^2 \\ A'_s = 0 cm^2 \end{matrix}$$

$$32.5 y^2 + 35.25 y - 810.75 = 0 \qquad y = 4.48\ cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s^{'} (y - c)^2 + 15 A_s (d - y)^2 \qquad I = 14038.58 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.71 MPa$$

$$\sigma_b = 2.71 MPa < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \qquad (c.v)$$

- ***aux appuis***:

$M^a_{ser} = -12.05$ KN.m

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s^{'}(y-c) - 15A_s(d-y) = 0 \quad \begin{matrix} A_s = 2.26cm^2 \\ A'_s = 0cm^2 \end{matrix}$$

$$6y^2 + 33.9y - 779.7 = 0 \qquad y = 8.92cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s^{'}(y-c)^2 + 15A_s(d-y)^2 \qquad I = 9559.48cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = 11.24MPa$$

$$\sigma_b = 11.24MPa < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6\,f_{c28} = 15MPa \qquad (c.v)$$

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b) Calcul des armatures transversales:

*(**NB :** On utilise les rond- lisses 23)*

On a: $\phi \le \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \le [7.14\ ;12\ ;12]$

On adopt: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28\text{cm}^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\text{cm}^2$

***C) Espacement*:**

$$S_t \le min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 20.70\text{cm}$$

Donc : S_t=15 cm

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

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

Avec : k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0031 \ge \frac{1.15(0{,}70 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}00022 \qquad \text{(c.v)}$$

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \times 12 \times 15 / 253 = 0.30 cm^2$$

$$A_t = 0{,}56 cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}30 cm^2 \qquad \text{(c.v)}$$

Vérifications:

a) *vérification de l'effort tranchant:*

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{19.38 \times 10^3}{120 \times 230} = 0{,}70\ \text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0{,}70\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

b) *vérification au voisinage de l'appui:*

Appui de rive: M_u = 16.65 KN.m > 0,9.T_u.d= 4.01KN.m

Aucun prolongement à faire .

c) *vérification de la compression dans la bielle de béton:*

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 23\right] = 20.7\ \text{cm}$$

$$T_u = 19.38\text{KN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 207 = 165.6\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

d) *vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:*

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 19.38 \times 10^3}{120 \times 165.6} = 1{,}95\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 2.26\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot T_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 19.38 \times 10^3}{400} = 0.56 \text{cm}^2 \qquad \text{(c.v)}$$

e) *vérification de la flèche:*

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

$$\frac{h}{L}=\frac{0.25}{5.2}=0.0481\geq\frac{1}{22.5}=0.044 \qquad \text{(cv)}$$

$$\frac{h}{L}=0.0481\geq\frac{M_t}{15M_0}=0.0349 \qquad \text{(cv)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=0.008\leq\frac{3.6}{f_e}=0.009 \qquad \text{(cv)}$$

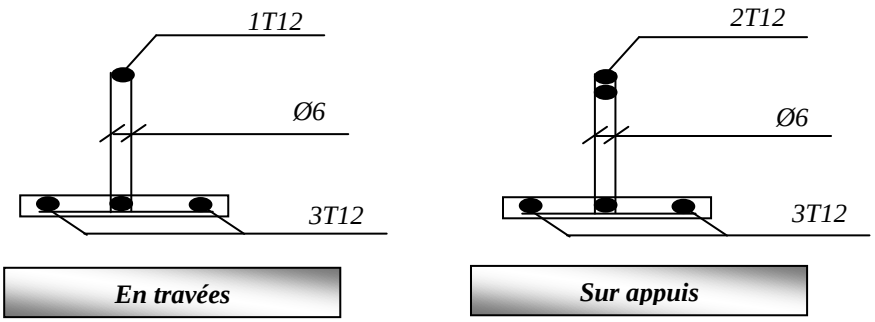


Figure III.26: ferraillage des poutrelles.

***III.2.1.3.Ferraillage de la dalle de compression*:**

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

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50\leq L_1\leq 80\ cm\Rightarrow A_1=4.\frac{L_1}{f_e}\quad avec:(L_1\ en\ cm).$$

$$L_1\leq 50\ cm\quad\Rightarrow\quad A_1=\frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles (L_1=65 cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$A_2 = A_1/2$

Fe = 520Mpa (quadrillage de TS.TLE 520 ⟶ *Ø≤6mm)*

On a : L_1= 65 cm

$$\Rightarrow \quad A_1 = 4.\frac{65}{520} = 0{,}5\ cm^2 / ml$$

$$4HA5 \quad \Rightarrow A_1 = 0.78\ cm^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm$$

Armatures de répartition **:**

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiée :

$A_2 \geq A_1/2=0{,}71\ cm^2$

Soit 5T5 $\Rightarrow A_2 = 0.98 cm^2$ et S_t=20 cm.

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.

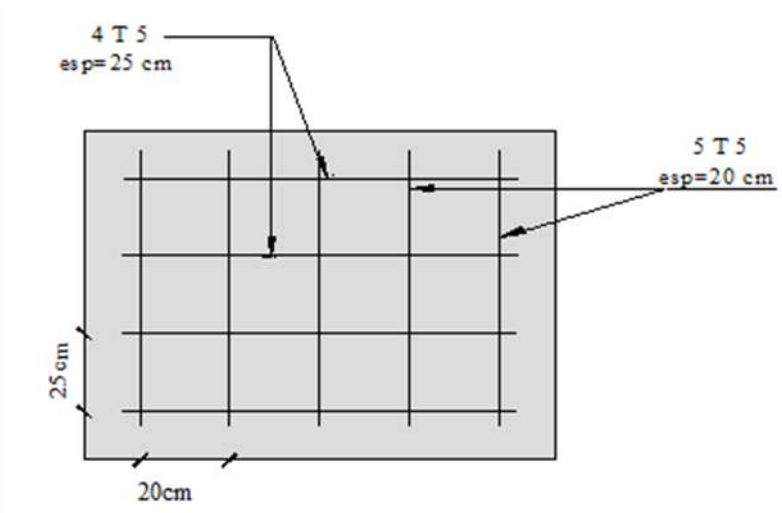


Figure III.27: Ferraillage de la table de compression.

III.3. Calcul des escaliers:

***III.3.1. Introduction*:**

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier de type:

- Escalier droit à deux volées.

***III.3.1.2.Pré-dimensionnement* :**

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1,53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

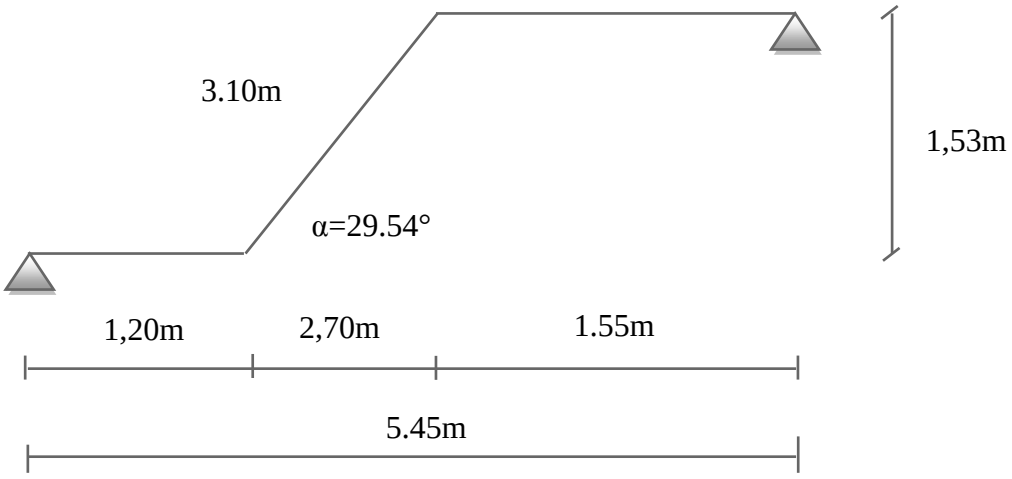


Figure III.28 : Schéma de l'escalier

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

$$60cm \leq g+ 2h = 64cm \leq 64cm. \qquad (cv)$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$$Tg\ \alpha = H / L = 1,53 / 2,70 = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.54°$$

$$L_{total} = 1,20 + 3.10 + 1.55 = 5.85m.$$

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

$L_{total} /35 \leq e_p \leq L_{total} /30 \longrightarrow 16.71cm \leq e_p \leq 19.50cm.$

On adopte**:** $e_p = 17cm$.

***III. 3.1.3.Charges permanentes et surcharges des exploitations* :**

A. *Charges permanentes*:

Tableau III.18: Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,02	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,17	25	4.25
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
G				5.99

Tableau III.19: Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,02	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	e / cosα	25	4.88
5	Poids des marches	0.17/2	25	2,125
6	Enduit platre	0,02	18	0,36
G				8.75

Les tableaux III.18 et III.19 donnent les charges permanentes du palier et de la paillasse de l'escalier.

B. *Surcharge d'exploitation*:

$Q = 2.5KN/m^2$

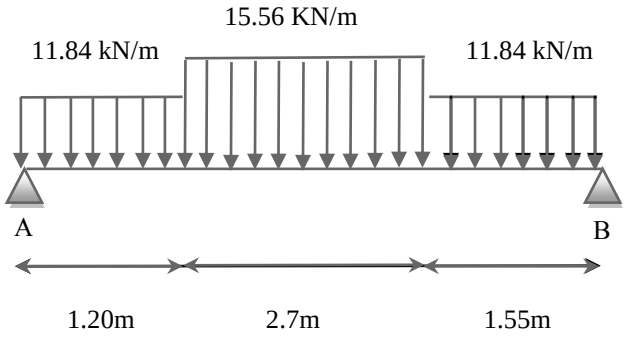
III.3.1.4. Détermination des sollicitations:

Tableau III.20: Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,99	2,5	11,84	8,49
Paillasse	8.75	2,5	15.56	11.25

Le tableau III.20 donne les combinaisons de charges à l'états limites ultime et de service.

Etat Limite ultime*:*



Les équations d'équilibre donnent:

$R_A = 37.54$ KN $\qquad R_B = 36.91$ KN

$M_{max} = 56.69$ KN.m	à x = 2.70 m
$T_{max} = 37.54$ KN	à x = 0m

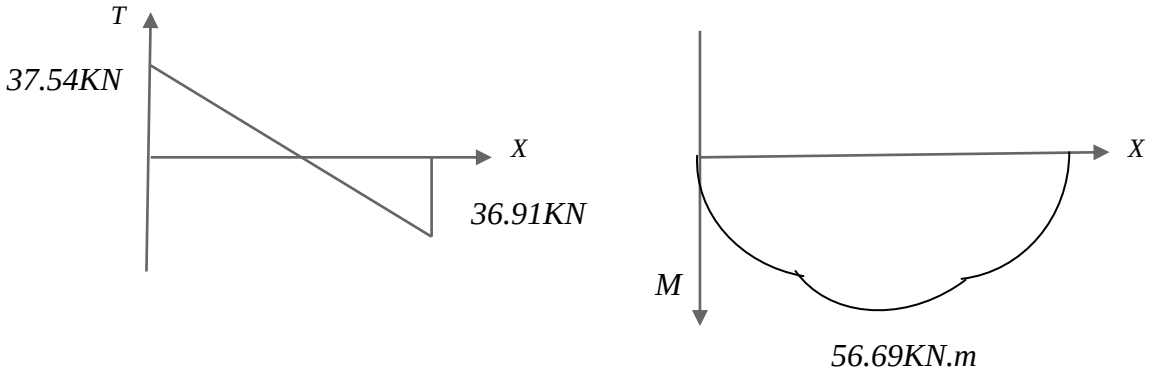
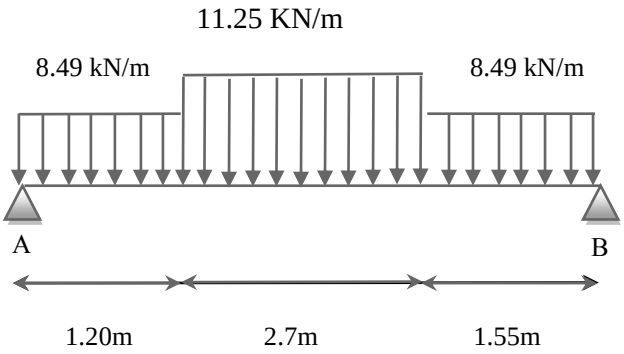


Figure.III.29 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U.

Etat Limite de service:



Les équations d'équilibre donnent:

$R_A = 27.10KN$; $R_B = 26.62KN$

$M_{max} = 41.11$ KNm	à x = 2.70m
$T_{max} = 27.10$ KN	à x = 0m

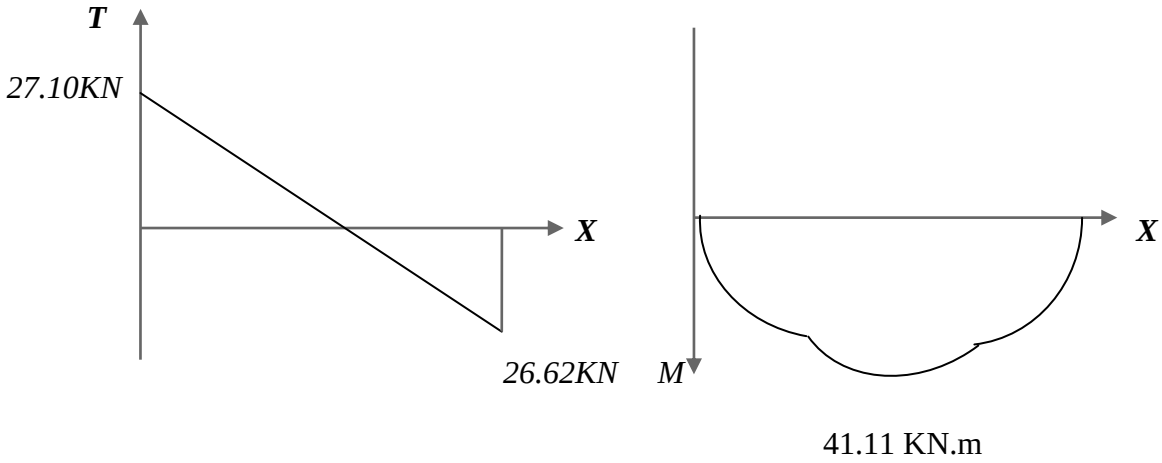


Figure.III.30 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S.

Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau III.21: Récapitulation des résultats.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	T (KN)
E.L.U	48.18	28.34	37.54
E.L.S	34.94	20.55	27.10

Le tableau III.21 donne la récapitulation des résultats aux états limites ultime et de service.

III.3.1.5. Calcul du ferraillage:

Le calcule se fait pour une section rectangulaire de dimension (bxh)

Tel que : b=100 cm ; h=17 cm

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

σ_b =1.5 ; d=15 cm ; c=2 cm f_{t28} = 2,1 MPa ; σ_b = 14,20MPa; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.22 : ferraillage de l'escalier.

	Mu (KN.m)	**μ**	**α**	**ß**	**A Cm^2**	**A' Cm^2**	**A adopte Cm^2**
En travée	48.18	0.150	0.188	0.922	8.44	0	8T12=9.05
En appuis	34.94	0.109	0.0126	0.995	4.79	0	5T12=5.65

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Condition de non fragilité:

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

En travées: $A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.7\,cm^2$ ….. (c.v)

***Aux appuis*:** $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.7\,cm^2$ .. … (c.v)

a). Armature de répartition: $A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 5T10

***Aux appuis*:** on adopte: A = 5T10

b). Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h;33] = 33cm$ $S_t = 20cm < 33cm$

Pour les armatures transversales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h;45] = 45cm$ $S_t = 20cm < 45cm$

c). Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{23.33.10^3}{1000.150} = 0{,}15MPa$$

$$\tau_u = 0{,}15\,MPa \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa \quad \text{(cv)}$$

III. 3.1.6. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa} \qquad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

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

	M_{ser}(KN.m)	A_s(Cm²)	Y(Cm)	I(Cm^4)	σ_{bc}(*MPa*)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	34.94	9.05	4.80	13494.34	11.83	Vérifiée
Appui	20.55	5.65	3.98	9463.08	8.23	Vérifiée

III.3.1.7. Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{17}{585} = 0.029 \geq \frac{36.03}{20 \times 42.39} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9.05}{100 \times 15} = 0.0060 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.029 \geq 0.0625 \qquad (c.n.v)$$

a) Calcul de la flèche:

Donc on doit passer au calcul des flèches ;

M_{ser} = 34.94 KN.m ; A=9.05 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 8.98 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + b \cdot h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + b_0\left(\frac{h-h_0}{1.2}\right)^3 + b(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 - y\right)^2 + 15A(d-y)^2$$

$I_0 = 46258.42 \text{ cm}^4$

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.0060$; $\beta = 0.945$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$;

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

- ✓ Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

Avec :

$E_i = 32164.2 \text{ cm}^2$

$E_v = 10819 \text{ cm}^2$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; \; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

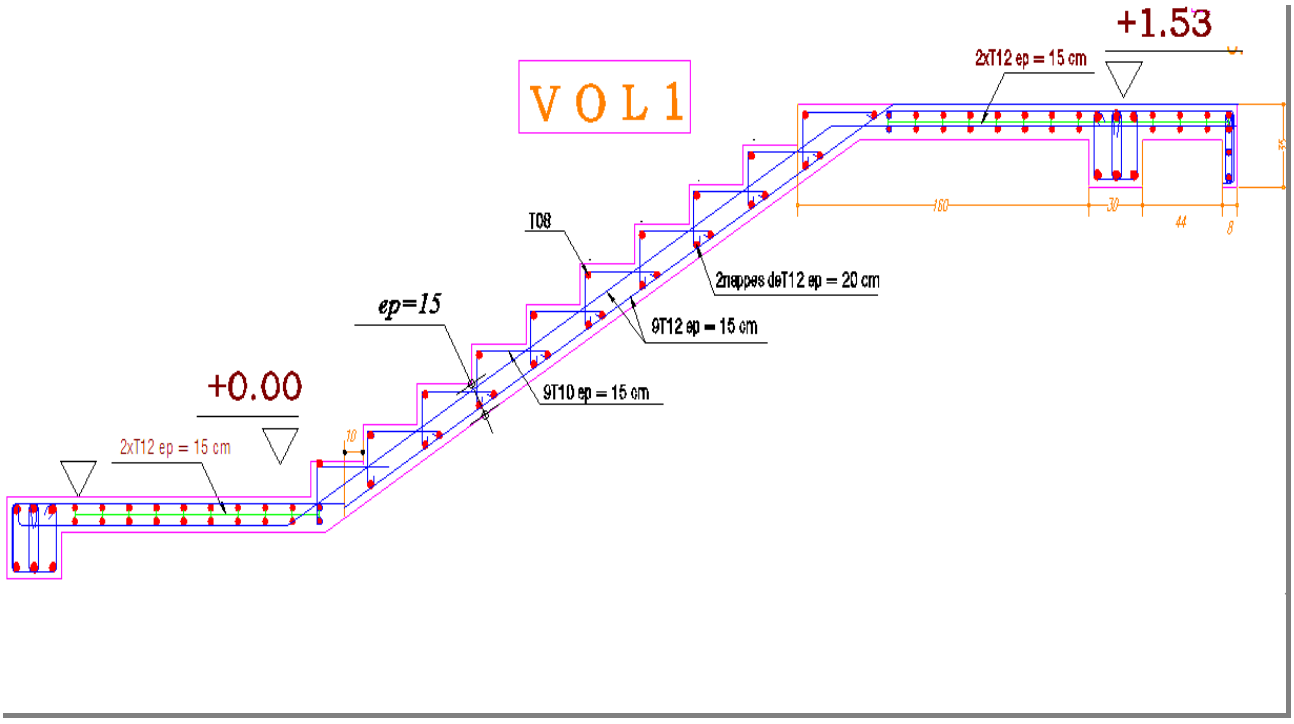
$$\Delta f_t = f_v - f_i \prec \overline{f}\begin{cases} \frac{L}{500} .....Si; L \le 5m \\ \frac{L}{500} + 0.5.....Si; L \ge 5m \end{cases}$$

$$L = 5.45\text{m} > 5\text{ m} \Rightarrow \overline{f} = \frac{545}{500} + 0.5 = 1.59 \text{ cm}$$

Tableau III.24: valeur de la flèche.

A (cm²)	**M (KNm)**	ρ	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I (cm^4)**
9.05	34.94	0.0060	259.19	0.558	8.98	46258.42
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**f_i (cm)**	**f_v (cm)**	**Δf_t (cm)**	**$\overline{f_{adm}}$ (cm)**	**$\Delta f_t \prec \overline{f_{adm}}$**
17231.38	28567.41	1.782	3.195	1.413	1.59	Cv

Le tableau III.24 donne la valeur de la flèche.



Figur III.31 : *disposition constructive des armatures de l'escalier*

III. 3.2.Calcul de la poutre palière:

La poutre palière à pour rôle le supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,34m

III.3.2.1 Pré dimensionnement:

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)

h = 30cm ≥ 30cm. (c.v)

h / b = 1,33 < 4 (c.v)

III.3.2.2. Charges revenants à la poutre palière:

Les charges revenant à la poutre palière peuvent être calculées par la juxtaposition des charges suivantes :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

  R_u = 37.54 KN ; R_{ser} = 27.10KN

- Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2,25 KN/ml.
- Poids de double cloison : 1,53 x 2,36 = 3.61 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (2.25+ 3.61) +37,54 = 45.45 KN/ml

P_{ser} = (2.25 + 3.61) +27,10 = 32.96 KN/ml.

III.3.2.3 Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

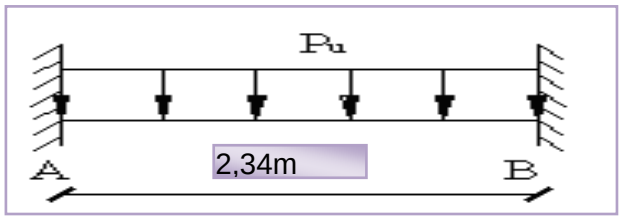


Figure III .31 : Schéma statique de la poutre palière

$Mt = 0.85 \times M$ $\quad$ $Ma = 0.6 \times M$

Tableau III.25: Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	M_t (KNm)	M_a (KNm)
E.L.U	53.18	8.81	12.44
E.L.S	38.56	6.39	9.02

Le tableau III.25 donne les efforts de la poutre palière aux états limites ultime et de service.

III.3.2.4. Ferraillage de la poutre palière:

A). Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau III.26 : ferraillage de la poutre palière.

	MU	µ	ß	A	A'	Amin	Aadp
En travée	8.81	0.026	0.987	0.92	0	0.9	3T10 (2.35)
En appuis	12.44	0.037	0.982	1.30	0	0.9	3T10 (2.35)

B). <u>Armatures transversales</u>:

$$\varphi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\,;\ \varphi_l = 10\,;\frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 10\right] = 8.57mm$$

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

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}502\,\text{cm}^2$$

$A_t = a_t.n_t$; $n_t = 4.$

$A_t = 4 \times 0.502 = 2.00\ \text{cm}^2 > A_{min}$ (cv).

✓ ***<u>L'espacement</u> :***

$S_t \le [h/4;\ 12\text{Ø}_l\ ;\ 30]$

$S_t \le [7.5;\ 12\ ;\ 30] = 7$ cm en zone nodale

$S_t \le h/2 = 15$ cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 5\,\text{cm} & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}[0.9d;40\text{cm}] = 25.2cm \qquad \text{(cv)}$$

On doit vérifier:

$$S_t \le \frac{A_t \cdot f_e \cdot \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}}$$

$St \le 25{,}20\text{cm}$ (cv)

<u>Section minimale d'armatures transversales</u>:

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \dfrac{0{,}4 \times 300 \times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \dfrac{0.4 \times 300 \times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

III.3.2.5. Vérifications:

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

- ***En travées:***

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

M_t^{ser} = 6.39 KN.m

Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s^{'}(y-c) - 15A_s(d-y) = 0 \quad \begin{matrix} A_s = 2.35cm^2 \\ A'_s = 0cm^2 \end{matrix}$$

$$15y^2 + 35.25y - 987 = 0 \qquad y = 7.02cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s^{'}(y-c)^2 + 15A_s(d-y)^2 \qquad I = 18975.13cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.36MPa$$

$$\sigma_b = 2.36MPa < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \qquad (c.v)$$

- ***aux appuis:***

M^a_{ser} = 9.02 KN.m

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s^{'}(y-c) - 15A_s(d-y) = 0 \quad \begin{matrix} A_s = 2.35cm^2 \\ A'_s = 0cm^2 \end{matrix}$$

$$15y^2 + 35.25y - 987 = 0 \qquad y = 7.02cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s^{'}(y-c)^2 + 15A_s(d-y)^2 \qquad I = 18975.13cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.34MPa$$

$$\sigma_b = 3.34MPa < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \qquad (c.v)$$

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

a). RPA 99 Version 2003:

$A_{min} = 0{,}5\%\ b \times h$

$A_{max} = 4\%\ b \times h$ zone courante

$A_{max} = 6\%\ b \times h$ zone de recouvrement

Alors : $A_{min} = 4.5\ cm^2 \leq A = 2.35\ cm^2 \leq A_{max} = 36{,}00 cm^2$

b). Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{53.18 \times 10^3}{300 \times 280} = 0{,}63\,MPa$$

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

$$\tau_u = 0{,}63\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

c). Vérification de compression dans la bielle de béton:

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

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = 25.20\,cm$$

$V_u = 53.18KN \leq 504\,KN$ (cv)

d). Vérification au voisinage de l'appui:

$$V_u > \left(\frac{V_U x \gamma_b}{f_e}\right) = 2.00 cm^2$$

$A_s = 2.35\ cm^2 \geq 2.00 cm^2$ (cv)

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A_l » peut équilibré l'effort tranchant.

e). Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \left|V_u\right| / ab_0 \leq \overline{\sigma_m} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b$$

$\sigma_m = 0{,}72MPa \leq \overline{\sigma_m} = 21{,}66MPa$ (c.v)

f).Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L}=\frac{0.30}{2.34}=0{,}128\geq\frac{1}{16}=0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L}=0{,}128\geq\frac{1}{10}\frac{M_t}{M}=0.1 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=\frac{2.35}{30\times 28}=0.0028\leq\frac{4.2}{f_e}=0.0105 \qquad \text{(c.v)}$$

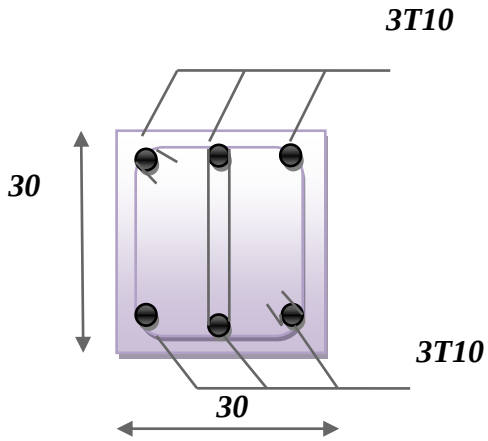


Figure III.32: Ferraillage de la poutre palière.

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. Introduction:

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

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Types des ruptures:

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

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

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

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

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

***III.4.3.Calcule du premier type de rupture de la dalle*:**

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

a) *Travail externe* :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) *Travail interne*:

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Application **:**

Lx = 3.25 m ; Ly = 4.6m

Calcul de la charge totale :

Plancher courant :

G = 6.29 P_u = 12.40

Q = 2.5 P_s = 8.91

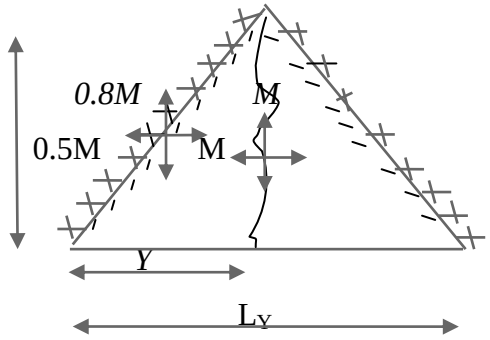


Fig. III.33: Efforts dans la dalle triangulaire.

a) ***Position des lignes de rupture :***

1) Travail externe :

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

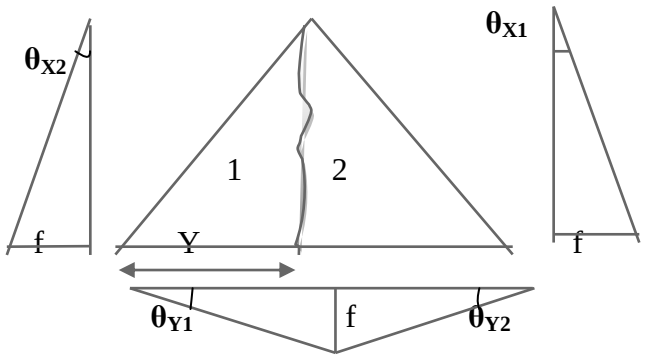
$$T_{ext}^{1} = P_u \cdot S_1 \cdot \frac{f}{3}$$

.

$$T_{ext}^{2} = P_u \cdot S_2 \cdot \frac{f}{3}$$

$$\sum T_{ext} = P_u \cdot (S_1 + S_2).\frac{f}{3} = P_u.S.\frac{f}{3} = P_u.\frac{L_x.L_y}{2}.\frac{f}{3}$$

$$T_{ext} = 2.49.P_u.f$$



2) Travail interne:

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^{1} + T_{\text{int}}^{2}$$

$$T_{\text{int}}^{1} = M_Y.\theta_{1Y}.L_X + M_X.\theta_{1X}.Y + M_{aY}.\theta_{1Y}.L_X + M_{aX}.\theta_{1X}.Y$$

$$T_{\text{int}}^{2} = M_Y.\theta_{2Y}.L_X + M_X.\theta_{2X}.(L_Y - Y) + M_{aY}.\theta_{2Y}.L_X + M_{aX}.\theta_{2X}.(L_Y - Y)$$

$$\sum T_{\text{int}} = M.\frac{f}{Y}.3.25 + M.\frac{f}{3.25}.Y + 0.5M.\frac{f}{Y}.3.25 + 0.8M.Y.\frac{f}{3.25} + M.\frac{f}{4.6-Y}.3.25 + M.\frac{f}{3.25}.(4.6-Y) + 0.5M.\frac{f}{4.6-Y}.3.25 + 0.8M.\frac{f}{3.25}.(4.6-Y)$$

$$T_{\text{int}} = \left[\frac{-2.57Y^2 + 11.82Y + 22.43}{-Y^2 + 4.6Y}\right].M.f$$

$$T_{\text{int}} = T_{ext}$$

$$\left[\frac{-2.57Y^2 + 11.82Y + 22.43}{-Y^2 + 4.6Y}\right].M.f = 2.49.P_u.f$$

$$P_u = \left[\frac{-2.57Y^2 + 11.82Y + 22.43}{-Y^2 + 4.6Y}\right].\frac{M}{2.49}$$

$$U = -2.57Y^2 + 11.82Y + 22.43$$
$$V = -Y^2 + 4.6Y$$
$$U'V - UV' = 0$$
$$Y = 2.3m$$

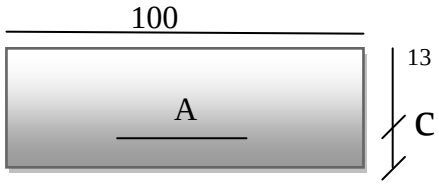
$$M = 0.37.P_u$$

III.4.4.Calcule de ferraillage de la dalle pleine :

P_u=1.35G+1.50 étage(tnaroc) .

P_u=12.4KN

M=4.59KN.m



- *Moment en travée suivant les deux axes* **:**

$M_{tx} = M_{ty} = M = 4.59$ KN.m

-*Moment aux appuis:*

M_{ax}=0.5M=2.29 KN.m

M_{ay}=0.8M= 3.67KN.m

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

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

$$\varphi_l = 10\,\text{mm}\,;\ \varphi_t = 10\,\text{mm}$$

Ona: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{4.6} = 0.71 \succ 0.4$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$\textit{Hauteur utile}: \begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{1}{2} = 12.5\,\text{cm} \\ d_y = 12.5 - \frac{1+1}{2} = 11.5\,\text{cm} \end{cases}$$

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

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.27 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espac (cm)
Travée	X	4.59	0.019	0.991	1.024	1.50	4T10=3.14	25
	Y	4.59	0.019	0.991	1.024	1.50	4T10=3.14	25
Appuis	X	2.29	0.009	0.996	0.508	1.50	4T10=3.14	25
	Y	3.67	0.015	0.993	0.817	1.50	4T10=3.14	25

- ✓ ***Condition de non fragilité***:

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

$$A = \text{Max}\left\lfloor A_{calculée}\,;\, A_{min} \right\rfloor = A_{min}$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4T10 = 3.14\,\text{cm}^2 \\ A_y = 4T10 = 3.14\,\text{cm}^2 \end{cases}$

- ***Condition d'espacement :***

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h = 45;33] = 33cm$ $S_t = 25cm < 33cm$

III.4.5.Vérifications :

III.4.5.1.Vérification de l'effort tranchant:

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07x\frac{25}{1.5} = 1.166MPa$$

$$V_{ux} = \frac{P_u.L_x.L_Y}{2L_X + L_Y} = \frac{10.74x4.6x3.25}{2x4.6 + 3.25} = 12.90KN$$

$$\tau_u = \frac{12.90.10^3}{1000.125} = 0{,}103MPa$$

$$\tau_u = 0{,}103\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}166\,\text{MPa} \qquad \text{(cv)}$$

Suivant L_y:

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.166MPa$$

$$V_{uy} = 12.90\,\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.90.10^3}{1000.115} = 0{,}112MPa$$

$$\tau_u = 0{,}112\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}166\,\text{MPa} \qquad \text{(cv)}$$

CONCLUSION :

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

***III.4.5.2.Vérification à l'E.L.S*:**

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

Suivant L_x & L_Y:

A =3.14 cm² ; M_{ser} = 3.30 KNm ; Y= 3.06 cm ; I = 5608.64 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.Y = \frac{3.30\times10^6}{5608.64\times10^4}\times 30.6 = 1.80\,\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.80\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

***III.4.5.3.Vérification de la flèche*:**

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

Suivant L_x:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{3.25} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.046 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{5.11}{20x6.015} = 0.042$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\times12.5} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant L_y:

1- $\frac{h}{L_Y} = \frac{0.15}{4.6} = 0.032 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.n.v)

2- $\frac{h}{L_Y} = 0.032 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{3.04}{20x3.57} = 0.042$ (c.n .v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\times11.5} = 0.0027 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

Suivant les deux sens, les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

***Calcul de la flèche*:**

Suivant L_x:

A = 3.14 cm²; M_{ser} = 3.30 KNm ; y = 3 cm; I = 5150.78 cm^4.

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{3.30\times10^6}{5150.78\times10^4}\times(125-30) = 91.30MPa$$

$$L_X = 3.25\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 0.65cm$$

Tableau III.28 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant L_x.

A (cm^2)	**M_{ser} (KNm)**	ρ	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I (cm^4)**
3.14	3.30	0.0025	91.30	0	3	5150.78
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	f_i **(cm)**	f_v **(cm)**	Δf_t **(cm)**	$\overline{f_{adm}}$ **(cm)**	$\Delta f_t \prec \overline{f_{adm}}$
5665.86	5665.86	0.19	0.57	0.38	0.65	Cv

Suivant L_y:

A = 3.14 cm² ; M_{ser} = 3.30 KNm ; y = 2.85 cm ; I = 4295.78 cm^4.

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}};\ f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} \qquad \Delta f_t = f_v - f_i \prec \overline{f}\begin{cases}\frac{L}{500}.....Si; L \le 5m\\ \frac{L}{500}+0.5.....Si; L \ge 5m\end{cases}$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15\times\frac{3.30\times10^6}{4295.78\times10^4}\times(115-28.5) = 99.67MPa$$

$$L_Y = 4.6\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 0.92cm$$

Tableau III.29 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire suivant L_y.

A (cm^2)	**M (KNm)**	ρ	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I (cm^4)**
3.14	3.30	0.0027	99.67	0	2.85	4295.78
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	f_i **(cm)**	f_v **(cm)**	Δf_t **(cm)**	$\overline{f_{adm}}$ **(cm)**	$\Delta f_t \prec \overline{f_{adm}}$
4725.36	4725.36	0.46	1.37	0.90	0.92	Cv

V. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Calcul des poutres :

V.1.1. Introduction :

Les efforts dus aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont repris par les poutres.

On distingue des poutres porteuses et des poutres non porteuses.

V.1.2. Combinaisons des charges :

Les différentes combinaisons de charges utilisées dans nos calculs sont:

1. Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
   - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
   - E.L.S: G + Q
2. Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 20003 ":
   - 0.8 G ± E
   - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.1.3. Recommandations des règlements :

Selon le règlement " RPA 99 VERSION 2003 " ►►Art. 7.5.2◄◄

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ au niveau de la zone courante.
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.b$

  B: longueur de la poutre.

  S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

  - $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Selon le règlement "C.B.A 93"

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle).

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.1.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

❖ ***Armatures longitudinales :***

a) Poutres porteuses**:** (b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.1: Ferraillage des poutres porteuses.

Plancher terrasse				
		M_u (KNm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poutre de Rive	Travée	63.38	5.16	3T14+2T12=6.88
	Appui	68.12	5.57	3T14+2T12=6.88
Poutre Intermédiaire	Travée	80.59	6.68	3T14+2T12=6.88
	Appui	98.29	8.31	3T14+2T12=8.01
Plancher courant				
Poutre de Rive	Travée	94.69	7.97	3T14+3T12=8.01
	Appui	68.41	5.60	3T14+2T12=6.88
Poutre Intermédiaire	Travée	76.57	6.32	3T14+2T12=6.88
	Appui	106.04	9.05	3T14+3T14=9.24

b) Poutres non porteuses: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.2: Ferraillage des poutres non porteuses.

Plancher terrasse				
		M_u (KNm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poutre de Rive	Travée	29.38	2.31	3T12=3.39
	Appui	68.12	5.57	3T12+3T12=6.78
Poutre Intermédiaire	Travée	10.59	0.82	3T12=3.39
	Appui	68.29	5.59	3T12+3T12=6.78
Plancher courant				
Poutre de Rive	Travée	24.69	1.93	3T12=3.39
	Appui	68.41	5.6	3T12+3T12=6.78
Poutre Intermédiaire	Travée	33.57	2.65	3T12=3.39
	Appui	88.26	7.83	3T12+3T12=6.78

c) Poutres: (b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.3: Ferraillage des poutres porteuses

Poutre (30x40) cm^2				
		M_u (KNm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poutre de Intermédiaire	Travée	30.33	2.39	3T12=3.39
	Appui	65.77	5.37	3T12+3T12=6.78

Pour cette poutre on utilise un ferraillage de bateau

***V.1.5. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service* :**

a) Poutres porteuses: (b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.4: Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S.

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse							
Poutre de rive	Travée	51.59	Préjudiciable	9.36	CV	99.27	CV
	Appui	65.41	Préjudiciable	10.52	CV	93.16	CV
Poutre intermédiaire	Travée	79.15	Peu nuisible	11.43	CV	-	-
	Appui	90.11	Peu nuisible	12.43	CV	-	-
Plancher courant							
Poutre de Rive	Travée	21.45	Préjudiciable	2.29	CV	7.86	CV
	Appui	49.68	Préjudiciable	9.19	CV	100.19	CV
Poutre intermédiaire	Travée	7.62	Peu nuisible	0.39	CV	-	-
	Appui	71.74	Peu nuisible	11.02	CV	-	-

b) Poutres non porteuses: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.5: Valeurs des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S.

		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse							
Poutre de Rive	Travée	21.45	Préjudiciable	7.18	CV	115.57	CV
	Appui	49.68	Préjudiciable	10.57	CV	92.72	CV
Poutre intermédiaire	Travée	7.62	Peu nuisible	5.17	CV	-	-
	Appui	71.74	Peu nuisible	12.83	CV	-	-
Plancher courant							
Poutre de Rive	Travée	17.94	Préjudiciable	3.42	CV	22.25	CV
	Appui	49.69	Préjudiciable	10.57	CV	174.52	CV
Poutre Intermédiaire	Travée	24.58	Peu nuisible	7.62	CV	-	-
	Appui	90.46	Peu nuisible	12.08	CV	-	-

c) Poutres :(b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.6: Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S.

Poutre (30x40) cm²							
		M_{ser} (KNm)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Poutre de Rive	Travée	16,92	Préjudiciable	0,20	CV	54,195	CV
	Appui	17,76	Préjudiciable	0,19	CV	4,42	CV

V.1.6. Vérifications vis-à-vis RPA99 (ver .2003) et le CBA.93 :

☑ ***Poutres principales :***

Tableau V.5: vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) et le CBA.93 des poutres principale

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin CBA
- A appui ≥ Amin CBA
- A Travée ≤ Amax CBA
- A appui ≤ Amax CBA

Tel que :
A_{max}(RPA)=4%B ⟶ travée
A_{max}(RPA)=6%B ⟶ appui
A_{min}(CBA)=B /1000
A_{min}(RPA)=0,5B

- **Vérifications vis-à-vis le CBA.93.**

Tableau V.7 : les vérifications vis-à-vis à CBA.93 des poutres principale.

		$A_{adop}(cm^2)$	$A_{mni\ CBA}$	Verfication
Plancher terrasse				
Poutre de rive	Tendue	6.88	1.20	Oui
Poutre intermédiaire	Tendue	8.01	1,20	Oui
Plancher courant				
Poutre de rive	Tendue	8.01	1,20	Oui
Poutre intermédiaire	Tendue	6.88	1,20	Oui

- **Vérifications vis-à-vis RPA99 (ver .2003).**

Le pourcentage minimum des A_s longitudinaux est calculer par les A_s tendues et comprimées.

Tableau V.8: vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) des poutres principale.

		$A_{adop}(cm^2)$	$\sum$	A_{max}	A_{min}	Verfication
Plancher terrasse						
Poutre de rive	Tendue	6.88	11.50	48	6.00	Oui
	Comprimé	4.62				
Poutre intermédiaire	Tendue	8.01	12.63	72	6.00	Oui
	Comprimé	4.62				
Plancher courant						
Poutre de rive	Tendue	8.01	12.63	48	6.00	Oui
	Comprimé	4.62				
Poutre intermédiaire	Tendue	6.88	11.50	72	6.00	Oui
	Comprimé	4.62				

☑ ***Poutres secondaires*** **:**

➢ **Vérifications vis-à-vis CBA.93**

Tableau V.9: vérification vis-à-vis à CBA.93 des poutres secondaires.

Plancher terrasse				
		A_{adop} (cm^2)	$A_{min\ CBA}$	Vérification
Poutre de Rive	Tendue	3.39	1.05	Oui
Poutre Intermédiaire	Tendue	3.39	1,05	Oui
Plancher courant				
Poutre de Rive	Tendue	3.39	1,05	Oui
Poutre Intermédiaire	Tendue	3.39	1,05	Oui

➢ **Vérifications vis-à-vis RPA99 (ver .2003)**

Tableau V.10: vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) des poutres secondaires.

Plancher terrasse						
		$A_{adop}(cm^2)$	$\sum$	A_{max}	A_{min}	Verfication
Poutre de rive	Tendue	3.39	6.78	42	5.25	Oui
	Comprimé	3.39				
Poutre intermédiaire	Tendue	3.39	6.78	63	5.25	Oui
	Comprimé	3.39				
Plancher courant						
Poutre de rive	Tendue	3.39	6.78	63	5.25	Oui
	Comprimé	3.39				
Poutre intermédiaire	Tendue	3.39	6.78	42	5.25	Oui
	Comprimé	3.39				

☑ ***Poutres : (30X40) cm²*** **:**

Tableau V.11: vérification vis-à-vis RPA99 (ver.2003) et le CBA.93 des poutres

Poutre (40x40) cm²						
		$A_{adop}(cm^2)$	$A_{mni\ CBA}$	$A_{min\ RPA}$	$A_{max\ RPA}$	Verfication
Poutre de rive	Tendue	10.17	1.2	-	-	Oui
	Travée	3.39	-	6.00	48	Oui
	Appui	6.78	-	6.00	72	Oui

Armatures transversales :

a) Poutres porteuses: (b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.12: Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses

	Niveau	**Position**	**Vu (KN)**	**Situation**	**τ_u (Mpa)**	**$\overline{\tau_u}$ (Mpa)**	**Vérification**
Poutre de Rive	Terrasse	Travée	72.80	ACC	0.64	4,34	CV
		Appui	73.27	ACC	0.65	4,34	CV
	Courant	Travée	75.72	ACC	0.67	4,34	CV
		Appui	76.12	ACC	0.68	4,34	CV
Poutre Intermédiaire	Terrasse	Travée	84.32	ACC	0.74	4,34	CV
		Appui	69.73	ACC	0.62	4,34	CV
	Courant	Travée	65.86	ACC	0.58	4,34	CV
		Appui	103.73	ACC	0.92	4,34	CV

b) Poutres non porteuses: (b*h) = (30*35) cm^2

Tableau V.13: Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses

	Niveau	Position	Vu (KN)	Situation	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification
Poutre de Rive	Terrasse	Travée	64.50	ACC	0.66	4,34	CV
		Appui	67.87	ACC	0.70	4,34	CV
	Courant	Travée	71.12	ACC	0.73	4,34	CV
		Appui	68.97	ACC	0.70	4,34	CV
Poutre Intermédiaire	Terrasse	Travée	103.71	ACC	1.06	4,34	CV
		Appui	55.73	ACC	0.57	4,34	CV
	Courant	Travée	156.68	ACC	1.60	4,34	CV
		Appui	41.73	ACC	0.42	4,34	CV

c)Poutres: (b*h) = (30*40) cm^2

Tableau V.14 : les valeurs des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses.

	Position	Vu (KN)	Situation	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification
Poutre(30X40)	travée	99,21	ACC	0.89	4,34	CV
	Appui	97,94	ACC	0.87	4,34	CV

V.1.7. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE215.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : les armatures transversales et l'espacement de chaque poutre

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopte}$ (cm)**		
Section (cm^2)	**τ_u (Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t cm^2**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
30x40	0.92	33.75	2.01	10	20	1.8	10	20	**2.01=4HA8**
30x35	1.60	29.25	2.01	8.75	17.5	1.57	10	20	**2.01=4HA8**
30x40	0.89	33,75	2.01	10	20	1,8	10	20	**2.01=4HA8**

V.1.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
2. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
3. $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

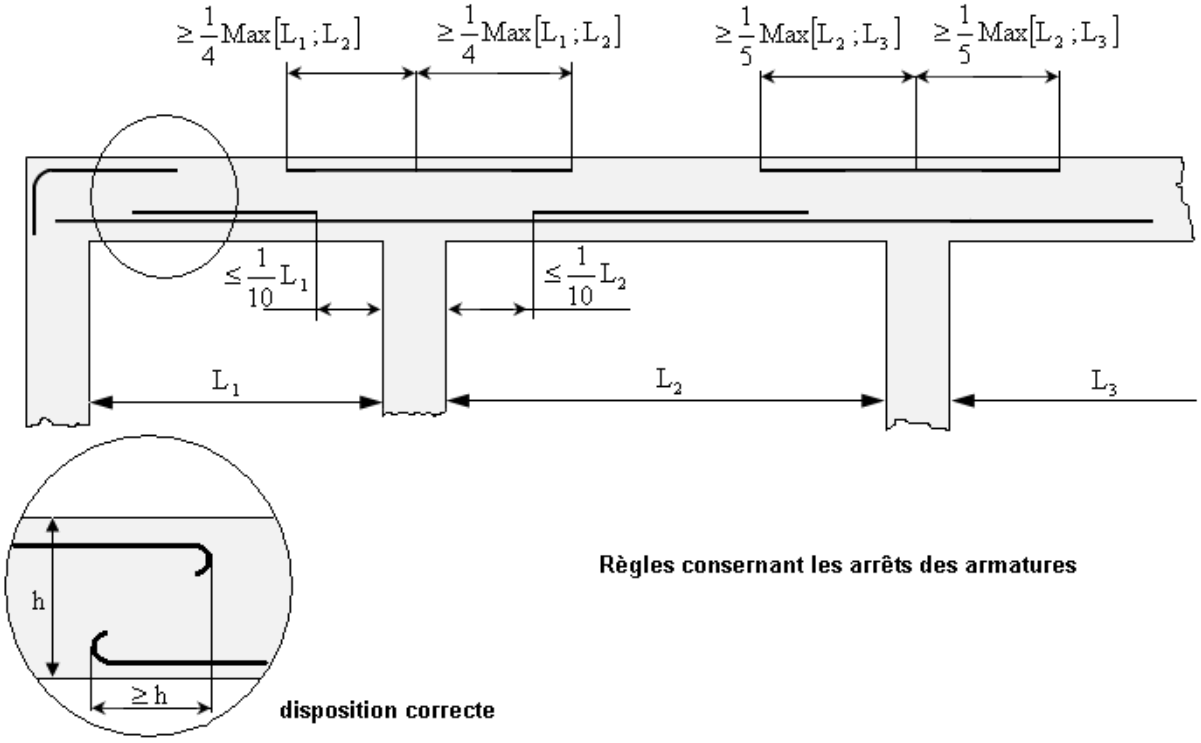
Avec : $M_t = K.M_0$ $\quad (0.75 \leq K \leq 0.85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.80

Tableau V.16: Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.07	0.062	Oui	0.07	0.08	Oui	0.00106	0.0105	Oui
PS	0,09	0.062	Oui	0.09	0.08	Oui	0.00109	0.0105	Oui
P(30x40)	0,07	0,062	Oui	0,07	0,08	Oui	0.00106	0,0105	Oui

On remarque que toutes les conditions sont vérifiées , donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche .



Règles consernant les arrêts des armatures

Poutres principales (30x40)

Disposition des armatures pour les poutres

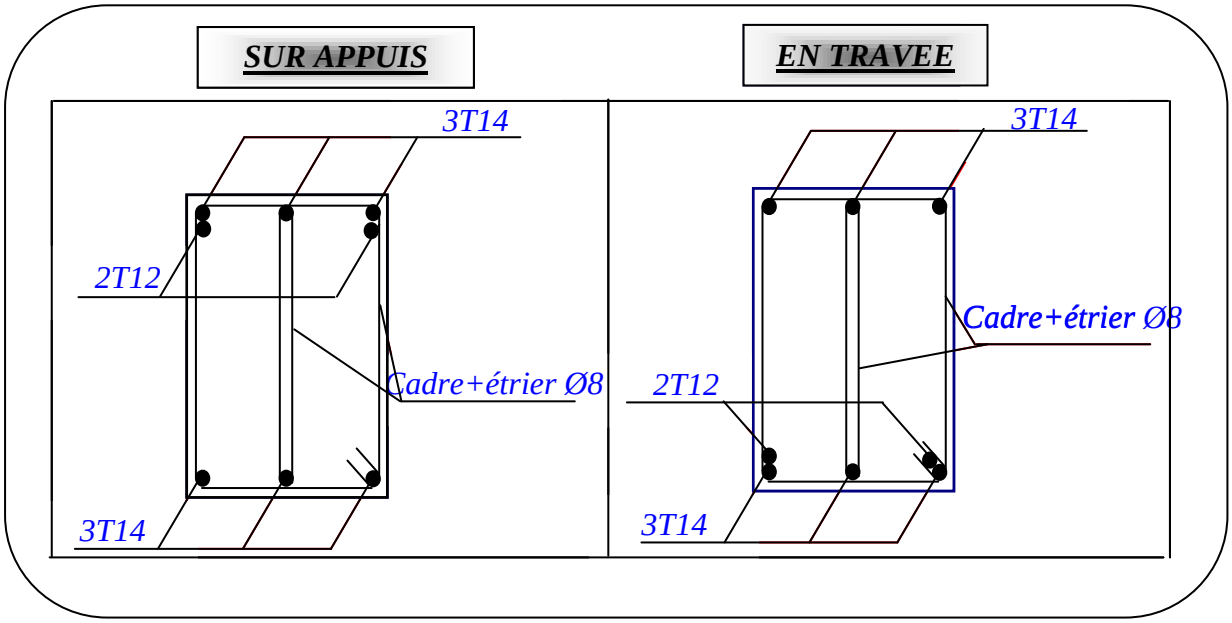


Figure V.1. Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de la terrasse

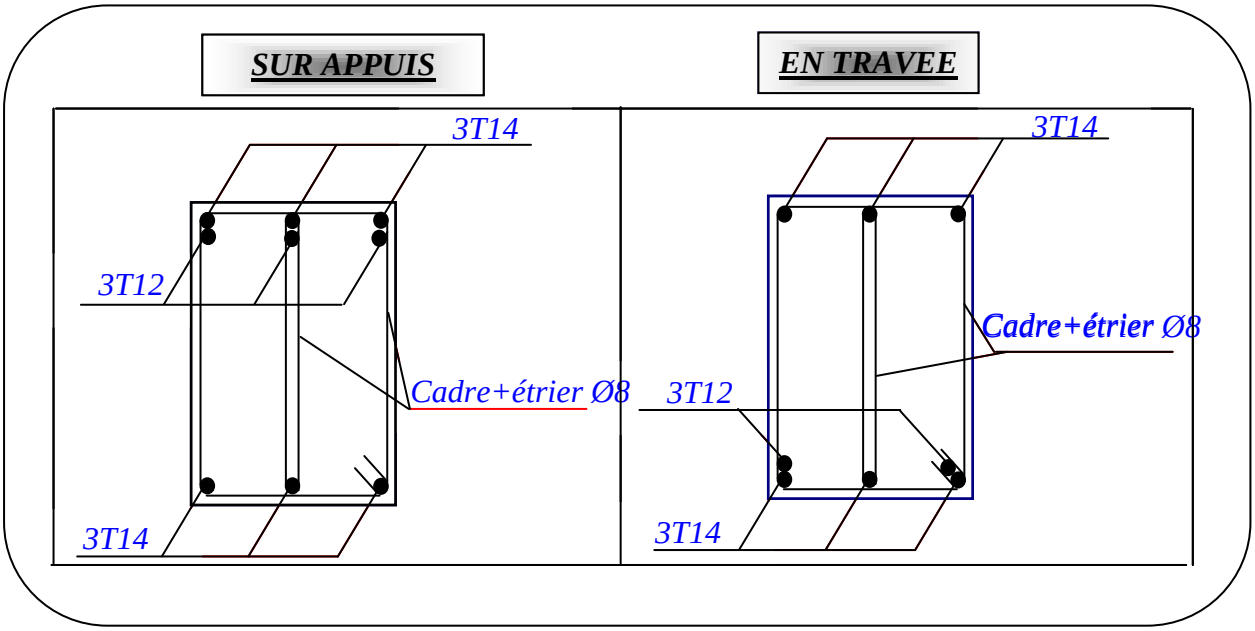


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages

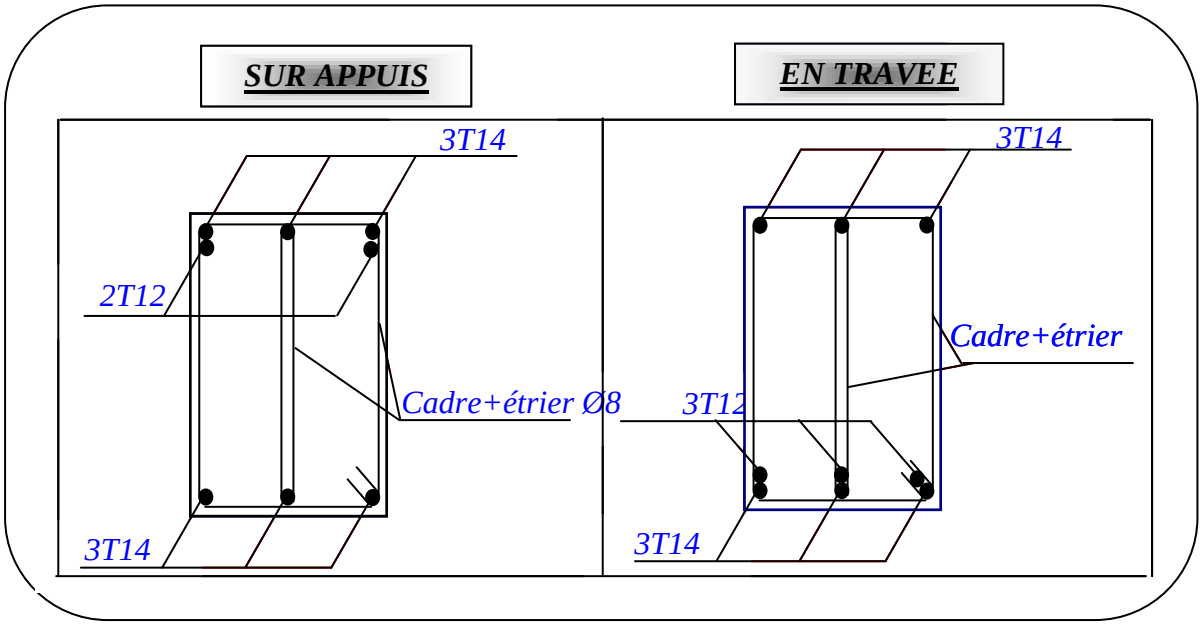


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales de rives des étages

Poutres secondaire (30x35)

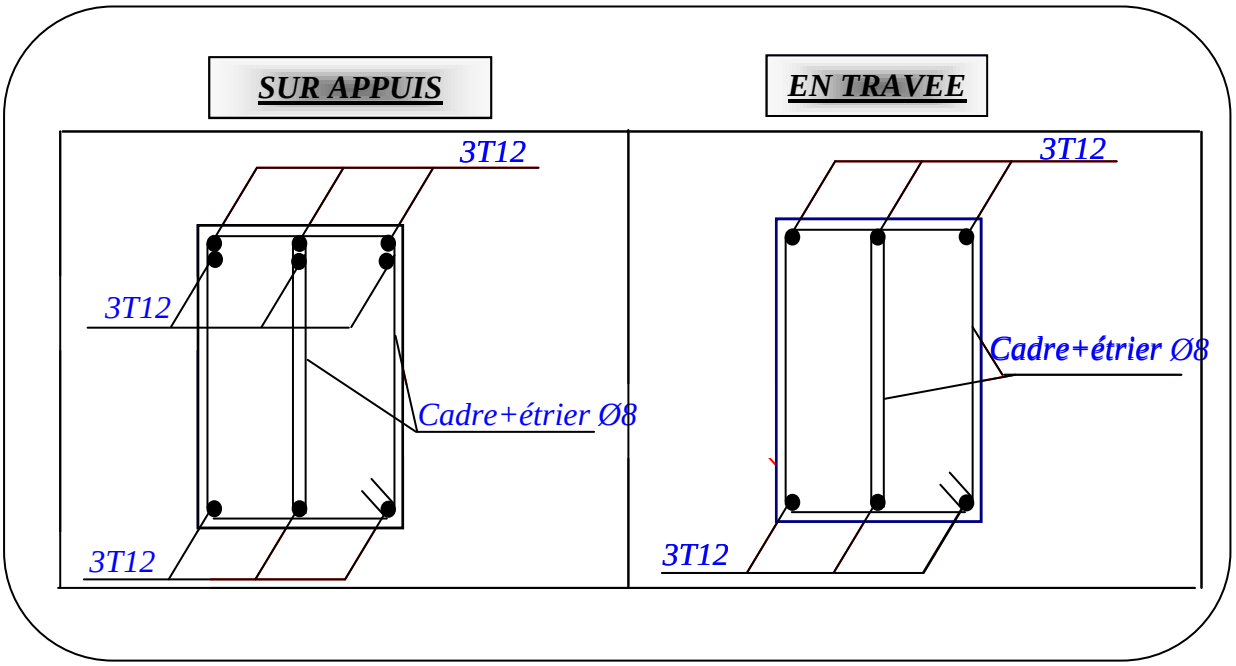


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires

***V.2. Calcul des poteaux* :**

V.2.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE= 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- ✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{ucor})$.

V.2.2. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec: $e_a = Max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, dûe à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

***V.2.3. Détermination des sections d'acier* :**

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans le tableau V.17

Tableau .V.17 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Niveau	élém-ent	Sollicit-ation	Valeurs	Combinais-on	e_1 (cm)	e_2 (cm	e_a (cm)	M_u (kN.m
(40X40) RIVE	RDC+1er	2056	N_{max}	139.89	G+Q+Ey	19.99	0.34	2.00	31.23
			M_{corres}	28.37					
		1017	M_{max}	103.35	G+Q+Ey	185.84	0.34	2.00	100.88
			N_{corres}	53.61					
		2056	N_{min}	110.31	0.8G+Ey	25.61	0.34	2.00	30.83
			M_{corres}	28.77					
(45X45)	RDC +1	2586	N_{max}	72.19	G+Q+Ex	165.96	0.34	2.00	121.49
			M_{corres}	123.13					
		2586	M	152.14	G+Q-Ex	256.38	0.34	2.00	148.35
			N_{corres}	57.34					
		2588	N_{min}	64.18	0.8G-Ex	198.94	0.34	2.00	129.18
			M_{corres}	131.66					
(35x35) RIVE	2eme+3eme	2227	N_{max}	82.49	G+Q+Ex	134.48	0.34	2.00	112.87
			M_{corres}	113.63					
		2227	M_{max}	126.04	G+Q+Ex	154.25	0.34	2.00	124.82
			N_{corres}	79.71					
		303	N_{min}	63.26	G+Q+Ex	160.12	0.34	2.00	102.77
			M_{corres}	104.50					
(40x)INTERM	2eme+3eme	2192	N_{max}	66.71	G+Q+Ex	140.57	0.34	2.00	95.33
			M_{corres}	96.59					
		2197	M_{max}	108.82	G+Q+Ey	152.00	0.34	2.00	107.40
			N_{corres}	69.59					
		2197	N_{min}	69.71	G+Q-Ey	151.75	0.34	2.00	107.41
			M_{corres}	108.82					
(35x35)INTER	4eme+5eme+ 6eme+7eme	2586	N_{max}	72.19	G+Q+Ex	165.96	0.34	2.00	121.49
			M_{corres}	123.13					
		2588	M_{max}	152.57	G+Q+Ey	230.53	0.34	2.00	149.46
			N_{corres}	64.18					
		2588	N_{min}	64.10	G+Q-Ey	199.18	0.34	2.00	129.17
			M_{corres}	131.66					
(30x30)INTERM	4eme+5eme+ 6eme+7eme	1085	N_{max}	56.70	G+Q+Ex	59.47	0.34	2.00	35.04
			M_{corres}	34.91					
		2198	M_{max}	85.51	G+Q+Ey	148.60	0.34	2.00	83.83
			N_{corres}	55.54					
		1085	N_{min} (kN)	51.70	G+Q-Ey	65.00	0.34	2.00	34.81

V.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau. V.18 : Les armatures à l'ELU de résistance

Niveau		Elém -ent	Mu (kN.m)	N (kN)	Combini-son	section	M_1 (kN.m	Ax,y (cm^2) + disposition
RDC+1er	(40x40) RIVE	2056	139.89	31.23	G+Q+Ey	SPC	139.89	11.92
		1017	53.61	100.88	G+Q+Ey	SPC	53.61	
		2056	110.31	30.83	0.8G+Ey	SPC	110.31	
	(45x45) INTER	2586	72.19	121.49	G+Q+Ex	SPC	72.19	13.11
		2586	152.14	148.35	G+Q-Ex	SPC	152.14	
		2588	64.18	129.18	0.8G-Ex	SPC	64.18	
2eme+3eme	(35x35) R RIVE	2227	82.49	112.87	G+Q+Ex	SPC	82.49	6.70
		2227	79.71	124.82	0.8G-Ex	SPC	79.71	
		303	63.26	102.77	G+Q+Ex	SPC	63.26	
	(40x40) INTER	2232	88.33	76.23	G+Q+Ex	SPC	88.33	7.21
		2242	88.22	136.26	G+Q+Ey	SPC	88.22	
		2242	88.22	136.26	G+Q-Ey	SPC	88.22	
4eme+5eme +6eme+7eme	(35x35) INTER	2192	66.71	95.33	G+Q+Ex	SPC	66.71	5.61
		2197	69.59	107.40	G+Q+Ey	SPC	69.59	
		2197	69.71	107.41	G+Q-Ey	SPC	69.71	
	(40x40) INTER	2586	72.19	121.49	G+Q+Ex	SPC	72.19	5.82
		2288	64.18	149.46	G+Q+Ey	SPC	64.18	
		2588	64.10	129.17	G+Q-Ey	SPC	64.10	
	(30x30) RTER	1085	56.70	35.04	G+Q+Ex	SPC	56.70	4.52
		2198	55.54	83.83	G+Q+Ey	SPC	55.54	
		1085	51.70	34.81	G+Q-Ey	SPC	51.70	

S.P.C : section partiellement comprimée.

Tableau .V.19 : Vérification vis-à-vis RPA99.ver2003 et le CBA

Niveau	Section	$A_{x,y}$ (cm^2)	A_{min}CBA (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{x,y}$ Finale (cm^2)
					Nodale	Courante	
RDC+ 1^{er}	**40x40 Rive**	11.92	1.6	14.40	96	64	**8HA16=16,08**
	45x45 Inter	13.11	2.02	18.22	121.5	81	**4HA16+4HA20= 20.60**
2^{eme}+3^{e} me	**35x35 Rive**	6.70	1.22	11.02	73.5	49	**8HA14=12,32**
	40x40Inter	7.21	1.6	14.40	96	64	**8HA16=16.08**
4^{eme}+5^{e} ^{me}+6^{eme} +7^{eme}	**35x35 Inter**	5.61	1.22	11.02	73.5	49	**8HA14=12.32**
	30x30Rive	4.52	0.9	8.10	54	36	**8HA12=9.05**

***V.2.5. Vérification à l'Etat Limite Service* :**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

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

Et il faut vérifier que :

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.20: Vérifications à l'E.L.S

Section	M_{ser} (kN.m	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa	σs (MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σs≤[σs]
40x40 RIVE	. 3477	16.83	16,08	Préj	2.90	29.27	Oui	Oui
45x45 INTE	13.54	6.37	16,08	Peu Nuisibl	3.31	93.17	Oui	-
35x35 RIVE	37.02	23.33	12,32	Préj	3.52	34.59	Oui	Oui
40x40 INTE	20.93	13.29	12,32	Peu Nuisibl	5.02	99.58	Oui	-
35x35 INTE	23.38	15.10	16,08	Peu Nuisibl	6.56	99.87	Oui	-
40x40 RIVE	5.97	6.37	12,32	Préj	3.28	139.97	Oui	Oui
30x30 Rive	29.83	19.49	12,32	Préj	9.69	97.41	Oui	Oui

V.2.6. Détermination des armatures transversales : **►►Art. 7.4.2.2◄◄**

RPA99VERSION2003

a . Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** : Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ‘’a’’ l’élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

c.Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau .V.21 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Elément	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MP)	$[\tau_u]$ CBA	$\tau_u \leq [\tau_u]$
45x45	2587	G+Q-Ey	95,48	0.56	16.48	0.075	1.875	3,26	Oui
40x40	2137	G+Q+Ex	95,24	0.63	18.55	0.075	1.875	3,26	Oui
35x35	2122	G+Q+Ex	86,49	0.50	21.20	0.075	1.875	3,26	Oui
30x30	1931	G+Q+Ey	50,23	0.60	24.73	0.075	1.875	3,26	Oui

d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l’effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MP

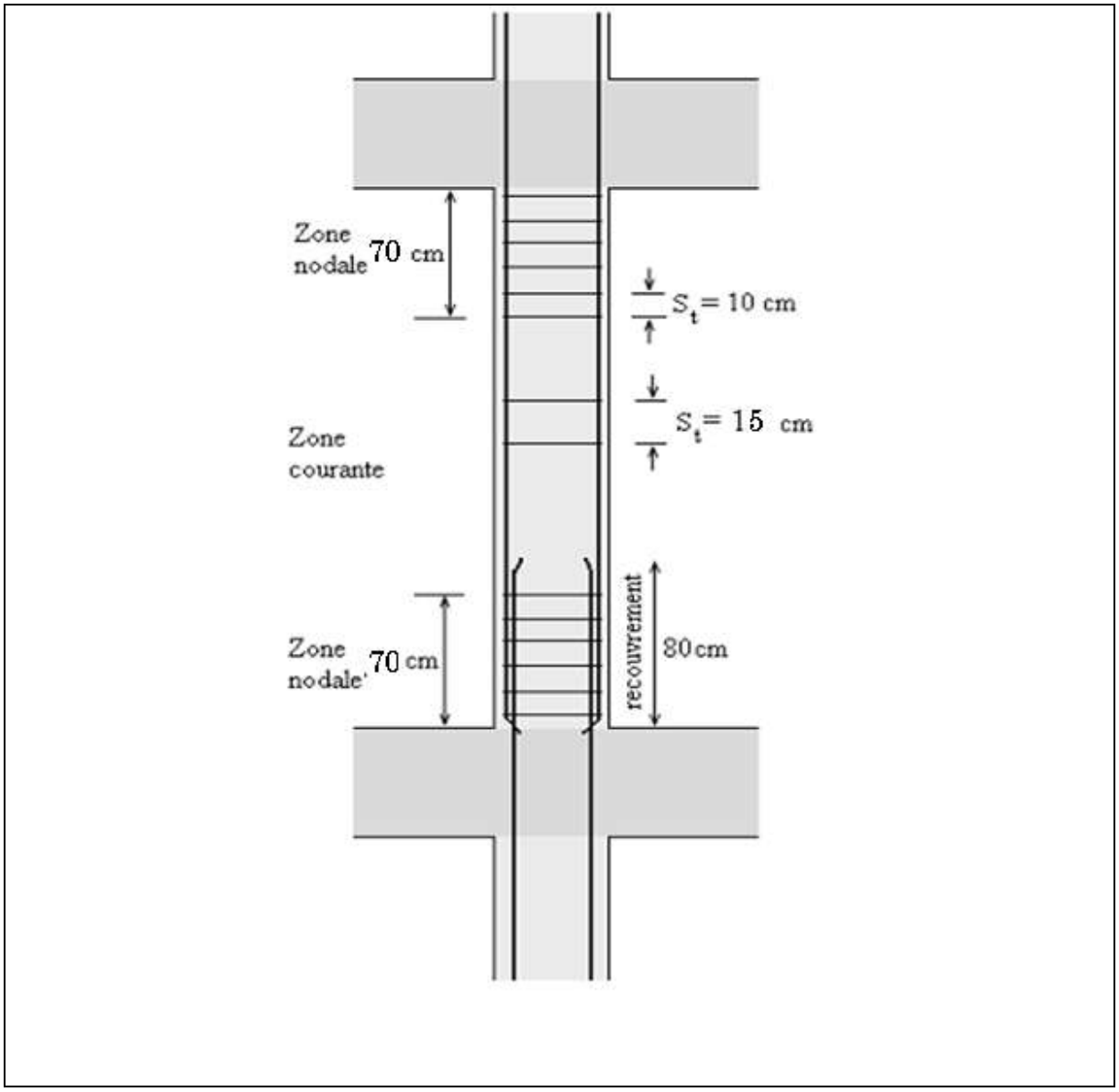
Tableau .V.22 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	P	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	$A_{choi}(cm^2)$ +dispositio
45x45	95,48	2.01	4.76	2.5	19,02	courante	15cm	**4HA8=2,01**
						nodale	10 cm	
40x40	95.24	2.01	5.35	2.5	10.98	courante	15cm	
						nodale	10 cm	
35x35	86,49	2.01	6.12	2.5	19,02	courante	15cm	**4HA8=2,01**
						nodale	10 cm	
30x30	50.23	2.01	7.14	2.5	10.98	courante	15cm	
						nodale	10 cm	

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Tableau .V.23 : Vérification de la quantité d'armatures

Poteau	**Zone**	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
45x45	Courante	0.310	Oui
	Nodale	0.448	Oui
40x40	Courante	0.335	Oui
	Nodale	0.504	Oui
35x35	Courante	0.383	Oui
	Nodale	0.574	Oui
30x30	Courante	0.446	Oui
	Nodale	0.670	Oui


Zone nodale 70 cm
S_t = 10 cm
S_t = 15 cm
Zone courante
Zone nodale' 70 cm
recouvrement
80 cm

Poteaux (45x45)

Plancher courant poteau

d'intermédiaire

RDC+1er

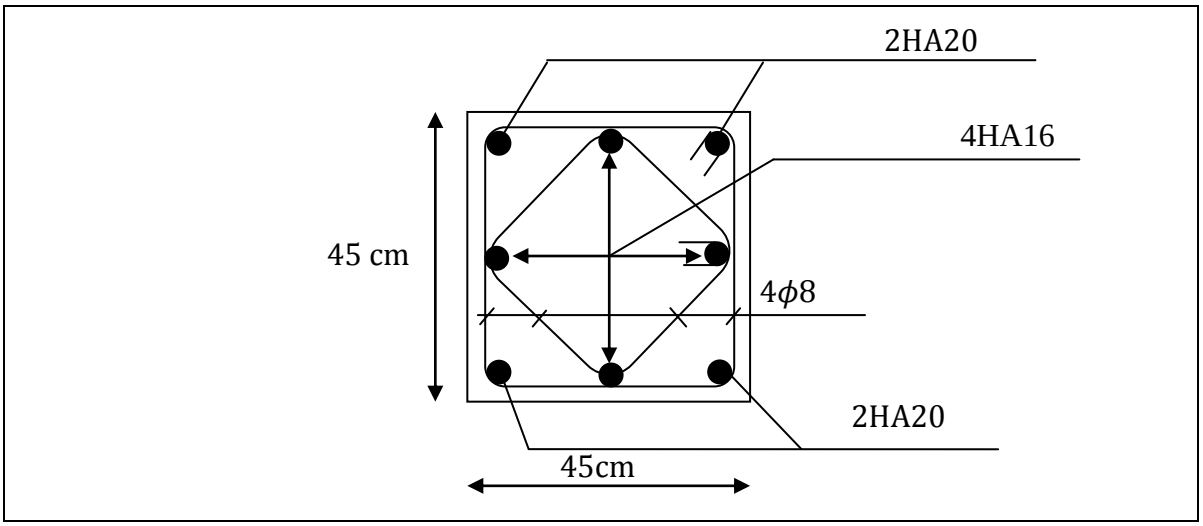


Fig. .V.5: Ferraillage des poteaux.

Poteaux (40X40)

Plancher courant poteau

de rive et intermédiaire

2éme et 3éme

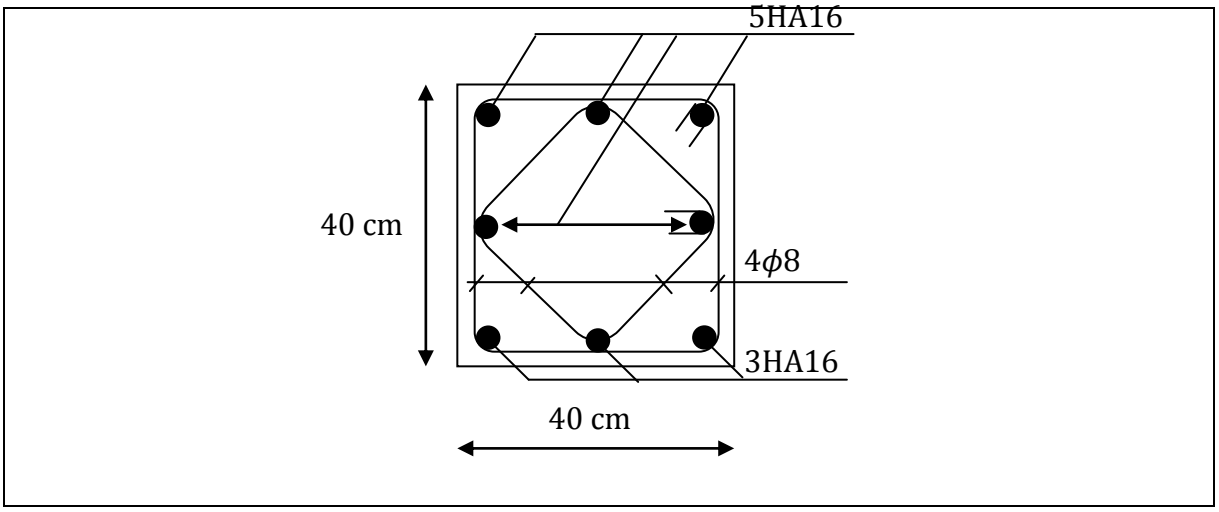


Fig. V.6: **Ferraillage des poteaux.**

Poteaux (35x35)

Plancher courant poteau

de rive et intermédiaire

$2^{éme}$ et $3^{éme}$

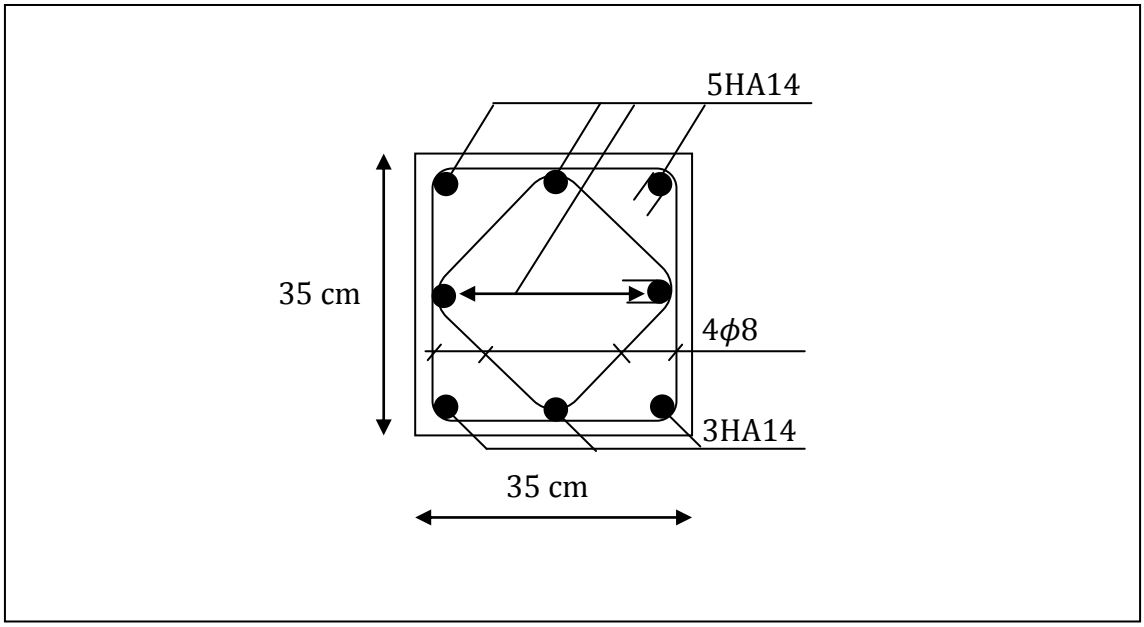


Fig. V.7 : **Ferraillage des poteaux.**

Poteaux (30x30)

Plancher courant

Poteau de rive

$4^{éme}$ et $5^{éme}$ et $6^{éme}$ et $7^{éme}$

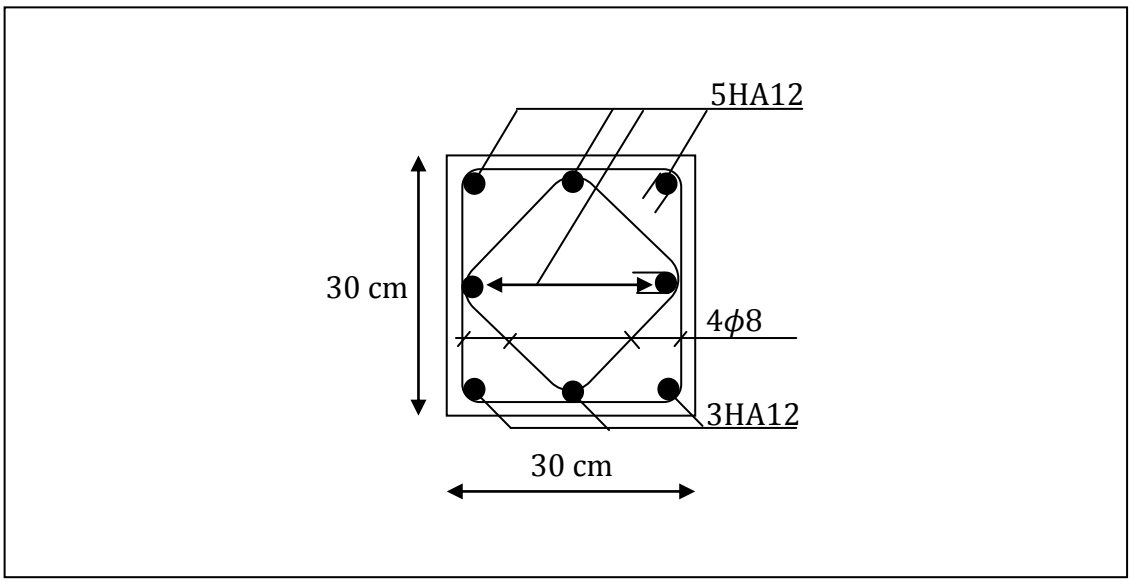


Fig. V.8 : **Ferraillage des poteaux.**

V.3. des voiles :

V.3.1.Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Le voile est sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V, et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillages sont composés d'armatures verticales, horizontales et transversales.

V.3.2. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

A. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

a. Aciers verticaux : **[1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄**

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

b.Aciers horizontaux : **[1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- ***Règles communes*** **: [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1{,}5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

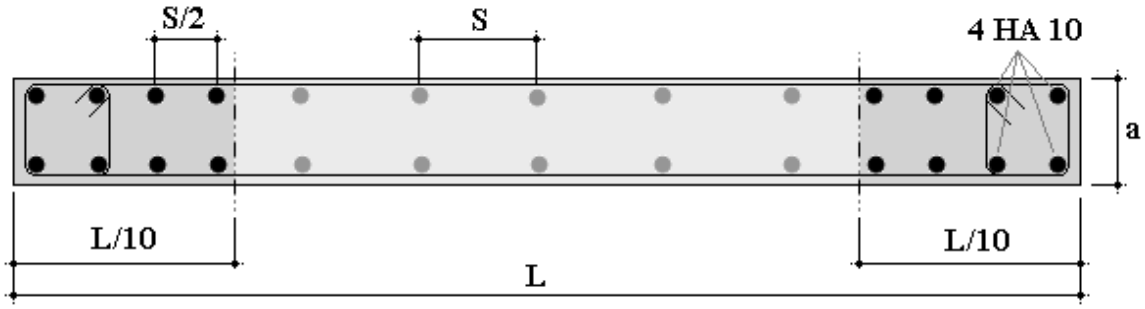


Fig. V.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles

c.Armatures transversales : **CBA93**

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur :

- e=15cm

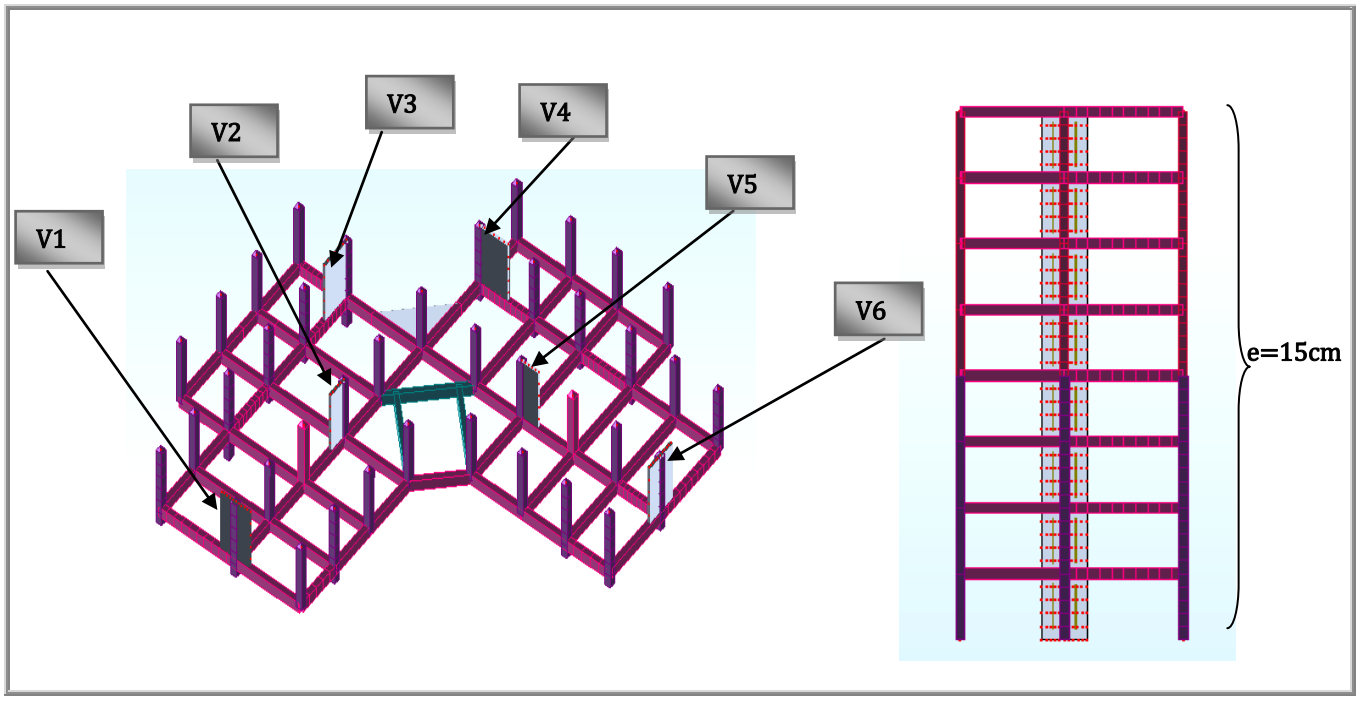


Figure V.10 : Disposition des voiles

- ***Méthode de calcul :***

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$ $\qquad$ $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$
- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

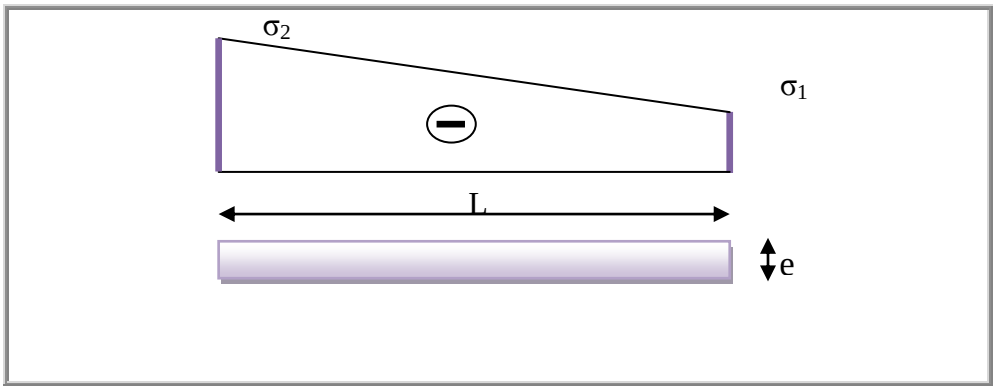


Figure V.11 : Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

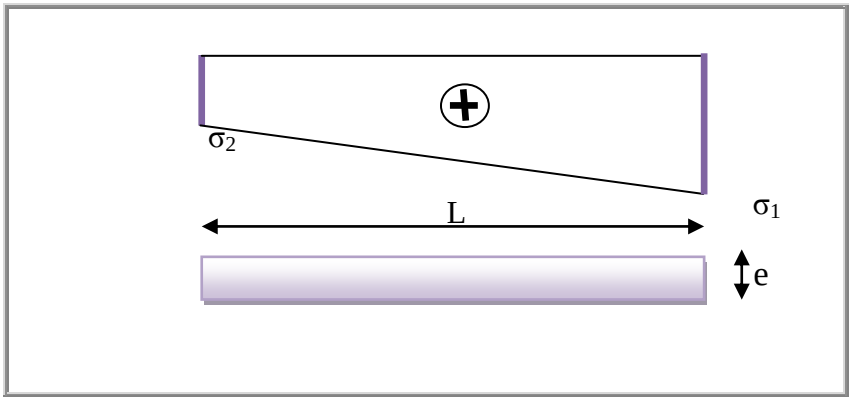


Figure V.12 : Section entièrement comprimée

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ_1** et **σ_2 de signes opposées.**

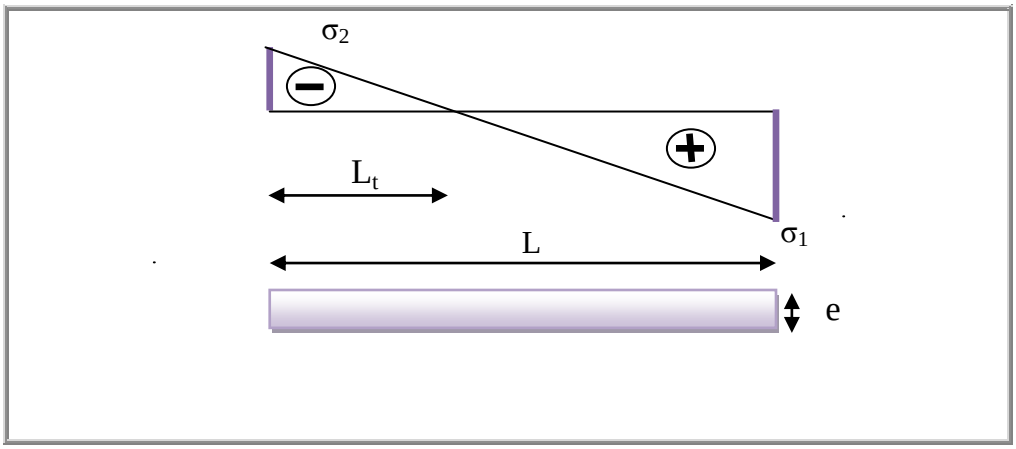


Figure V.13 : Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.24: Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5,V_6)d'épaisseur 15 cm

Epaisseur	Ep =15 cm					
Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6
L (m)	2	1	2	2	1	2
σ_1 (MPa)	20,26	6,97	10,32	9,57	6,87	10
σ_2 (MPa)	-1,79	-1,61	-2,14	-2,13	-1,41	-1,65
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0,16	0,19	0,34	0,36	0,17	0,28
F(KN)	290,62	151,05	735,09	775,54	120,05	467,38
σ_s (MPa)	400	400	400	400	400	400
A_s (cm^2)	7,27	3,78	18,38	19,39	3,00	11,68
$A_{s'}$ (cm^2)	7,27	3,78	18,38	19,39	3,00	11,68
0.2 $^0/_0$ Bt	0,65	0,38	1,37	1,46	0,34	1,13
$A_s \geq$ 0.2 $^0/_0$ Bt	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA (cm^2)	1.50	0.75	1.50	1.50	0.75	1.50
A_{min} RPA (cm^2)	4.50	2.25	4.50	2.25	4.08	4.50
S_t d'about (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**8HA10+ 8HA12** =15.32 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**6HA10+ 6HA12** =11.52 cm^2	**6HA10+ 6HA12** =11.52 cm^2	**4HA12+ 4HA10** =7.66 cm^2	**8HA10+ 8HA12** =15.32 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	**12HA10** =9.42 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**14HA10** =10.98 cm^2	**14HA10** =10.98 cm^2	**6HA10** =4.71 cm^2	**12HA10** =9.42 cm^2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

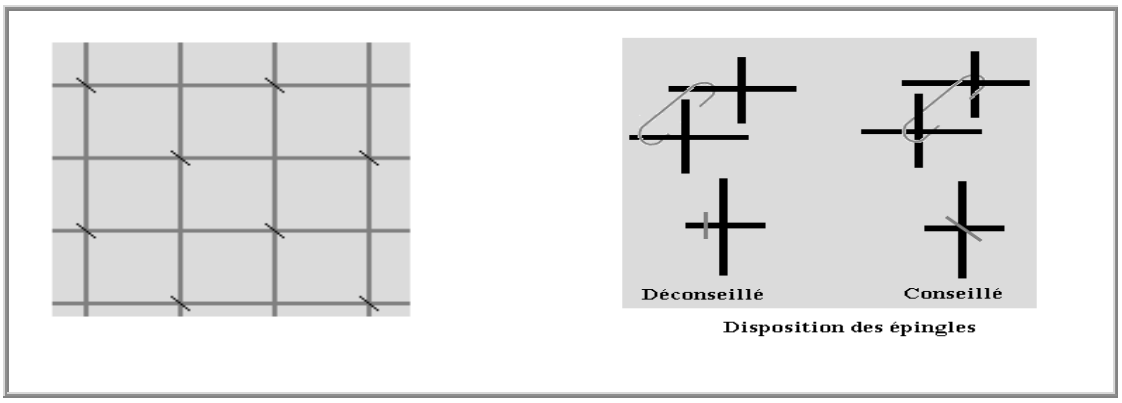


Figure V.14 : Les armatures transversales et les épingles

toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

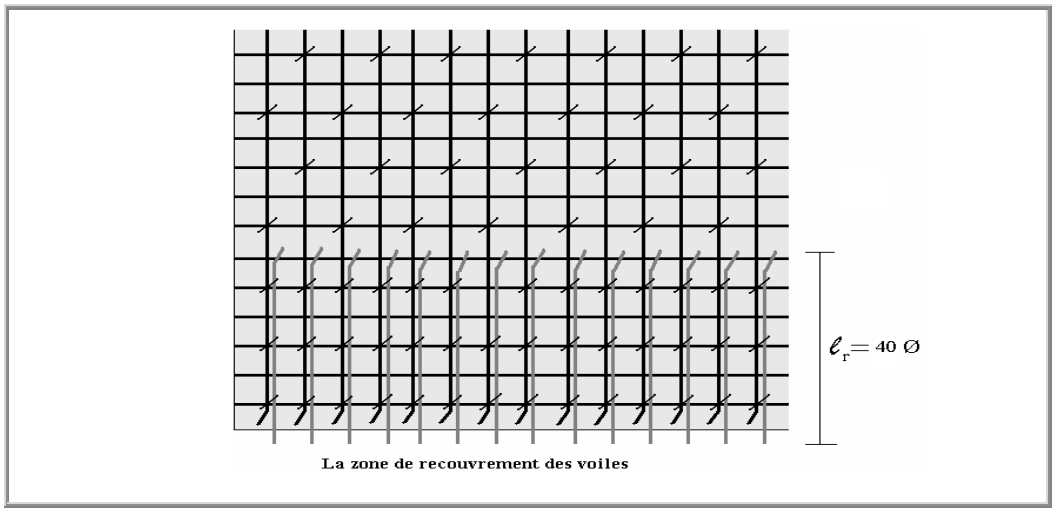


Figure V.15 : La zone de recouvrement des voiles

➢ ***Vérification des voiles à l'effort tranchant :*** **[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante :

Tableau V.25 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5, V_6)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	179,52	0,09	5	C.V
V2	15	320,03	0,33	5	C.V
V3	15	325,5	0,17	5	C.V
V4	15	328,69	0,17	5	C.V
V5	15	336,63	0,35	5	C.V
V6	15	137,8	0,07	5	C.V

Tableau V.25. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5, V_6)

D. Ferraillage horizontal :

- ***Calcul des armatures horizontales :***

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] **[2]**

St ≤ min (1,5a, 30cm) **[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

Tableau V.26 : Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15^0/_0$ B	Ah≥ Amin
V1	15	-1957	0,15	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V2	15	-536,69	0,77	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V3	15	-535,55	0,77	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V4	15	-484,22	0,79	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V5	15	-546,3	0,76	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V6	15	-1541,88	0,33	40	22.5	18	**2x(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V

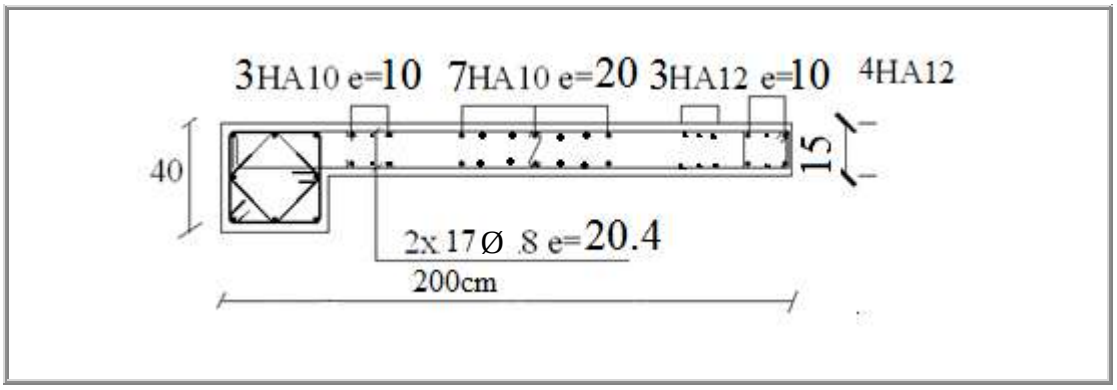


Figure V.16: Disposition des armatures dans les voiles V_3, V_4 d'épaisseur 15cm

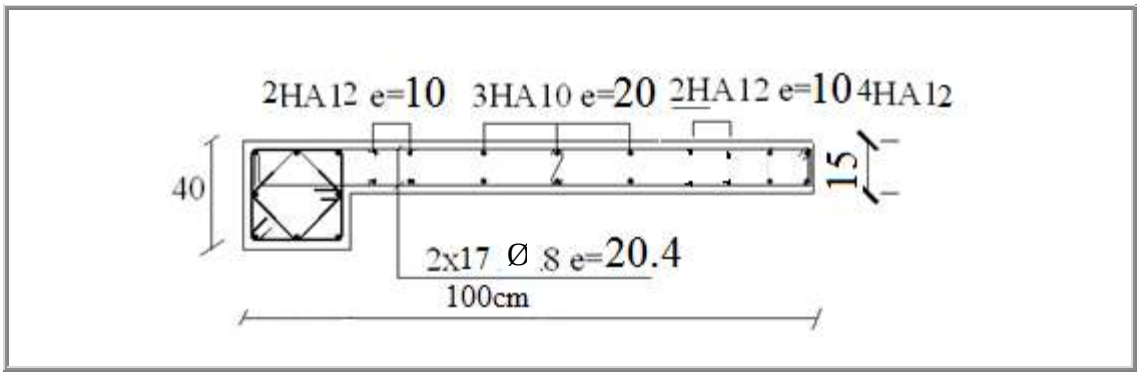


Figure V.17 : Disposition des armatures dans les voiles V_2,V_5 d'épaisseur 15cm

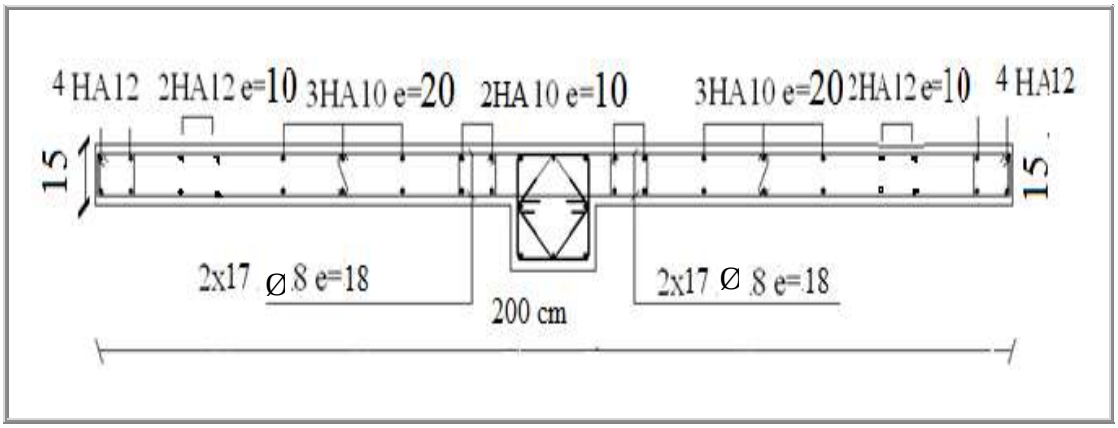


Figure V.18 : Disposition des armatures dans les voiles V_1,V_6 d'épaisseur 15cm

IV. ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évolution des efforts horizontaux d'origine sismique exercés d'une manière qui peuvent augmenter les déformations.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

IV.2.1.Première Conception Structure Autostable (sans voiles) :

IV.2.1.1. Centre de masse:

Le centre de masse est le barycentre des éléments constitutifs de ce niveau.

Ce centre de masse (ou de gravité) d'un niveau donné par rapport à un système d'axes orthonormé, convenablement choisi, est déterminé par les relations suivantes :

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

Avec:

W_i : poids de la masse concentrée **(i)** du niveau considéré.

X_i ; Y_i : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.

X_G; Y_G : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Les résultats donnés par le **ROBO BAT 2010** sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Tableau IV-1 : Calcule de centre de masse

	W_i	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
Terrasse	1453,8716	19423,7246	19423,7246	13.36	13.37
6ème	1453,8716	19423,7246	19423,7246	13.36	13.37
5ème	1453,8716	19423,7246	19423,7246	13.36	13.37
4ème	1453,8716	19423,7246	19423,7246	13.36	13.37
3ème	1565,8139	20919,2737	20919,2737	13.36	13.37
2ème	1565,813	20919,2617	20919,2617	13.36	13.37
1er	1565,819	20919,3418	20919,3418	13.36	13.37
RDC	1572,3200	21006,1952	21006,1952	13.35	13.30
Poids	12085,2523	161458,971	161458,971		

IV.2.1.2. Calcule de Centre de rigidité :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

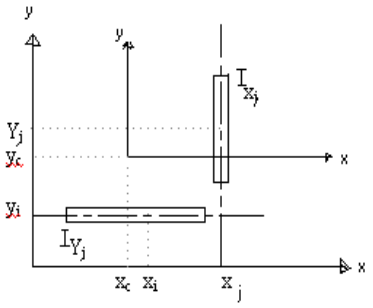
- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de portique (poteau).
- 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 poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

Tableau IV-2 : Calcule de centre de torsion

	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Ix_i.X_i$	$\sum Iy_i.Y_i$	X_T	Y_T
Terrasse	7237,31735	7235,14521	96690,5598	96733,8915	13.36	13.37
6ème	7237,31771	7236,81456	96690,5646	96756,2107	13.36	13.37
5ème	7237,31775	7236,81462	96690,5651	96756,2115	13.36	13.37
4ème	7237,31771	7233,70047	96690,5646	96714,5753	13.36	13.37
3ème	7887,38175	7886,95521	105375,42	105448,591	13.36	13.37
2ème	7887,38174	7884,56212	105375,42	105416,596	13.36	13.37
1er	7887,38174	7886,95519	105375,42	105448,591	13.36	13.37
RDC	7909,32127	7908,89351	105193,973	105188,284	13.30	13.30
Somme	60520,737	60509,8409	808082,487	808462,95		

IV.2.1. 3. Excentricité :

A. Excentricité théorique (statique) :

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

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

Tableau IV.3: l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G**	**X_I**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G**	**Y_I**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
Terrasse	13.36	13.36	0.00	13.37	13.37	0.01
6ème	13.36	13.36	0.01	13.37	13.37	0.01
5ème	13.36	13.36	0.01	13.37	13.37	0.01
4ème	13.36	13.36	0.00	13.37	13.37	0.01
3ème	13.36	13.36	0.01	13.37	13.37	0.01
2ème	13.36	13.36	0.00	13.37	13.37	0.01
1er	13.36	13.36	0.01	13.37	13.37	0.01
RDC	13.35	13.30	0.05	13.30	13.30	0.05

B.Excentricité accidentelle:

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Dans notre cas la plus grande dimension en plan est " L = 25.45 m " pour les deux sens,

Donc: $$5\%.\mathrm{L} = 5 \times \frac{25.45}{100} = 1{,}25\,\mathrm{m}$$

Remarque:

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

IV.2.1.4.Choix de la méthode de calcul :

A. 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

Notre structure, n'est pas régulière en plan, (La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction). Cette condition n'est pas vérifier

donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**ROBOT BAT 2010'**.

A.1. Méthode dynamique modale spectrale :

A. 1.1. Principe :

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

A.1.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **ROBOT** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise

En évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

A.1.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0.25 .

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

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

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

- Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide

  0Donc : R = 3.5

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

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0.05
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1
Σ	0,25		0,25	

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$$

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

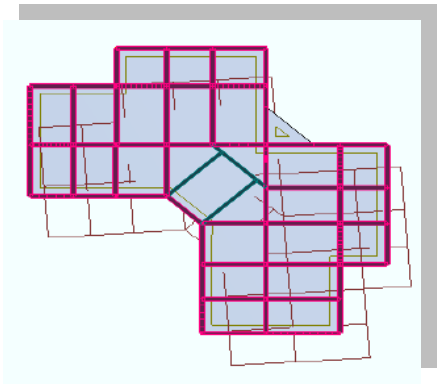
$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site}\,S_3.(\textit{site meuble})$$

A.1.4. Résultats de l'analyse sismique :

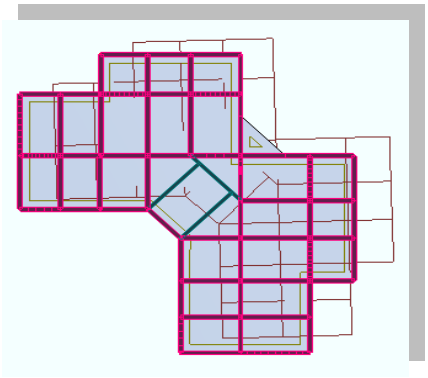
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes

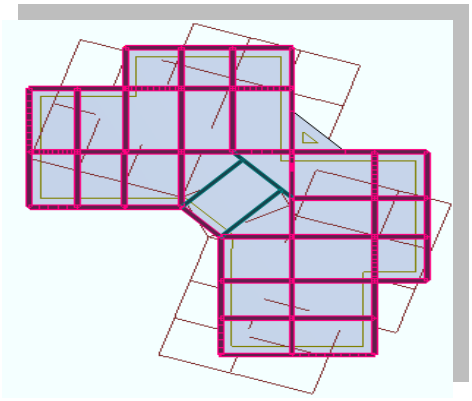
a. Vérification de comportement :



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV-1 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau IV-5 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (y) de 63,13%.	Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 64,23%.	rotation autour de z

b. 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-6 : Coefficient de participation

Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0,67	11,68	63,13	11,68	63,13
2	0,66	64,23	13,23	75,92	76,36
3	0,56	2,17	1,71	78,08	78,07
4	0,24	0,56	9,66	78,64	87,73
5	0,24	9,69	0,61	88,33	88,35
6	0,20	0,21	0,14	88,54	88,49
7	0,13	0,10	2,87	88,64	91,36
8	0,13	2,85	0,12	91,48	91,48
9	0,11	0,08	0,05	91,56	91,53
10	0,10	0,00	1,95	91,56	93,48

c. Vérification des périodes :

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

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

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

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

$$Tx=Ty=0.44$$

Tableau IV-7 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.44	0.67	0.572	Non
Y	0.44	0.67	0.572	Non

D'après le **tableau IV-7** on constate que la condition cherchée n'est pas vérifier, ce qui confirme la souplesse de notre structure (autostable) , donc on doit augmenter ça rigidité en ajoutant des voiles .

IV.2.2.Deuxième Conceptions structure contreventées par des voiles :

IV.2.2.1. Determination Des Masses Et Centres De Masse Par Etage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, voiles, plancher, escalier, balcons, maçonnerie extérieur)

- **Vue 2 D :**



VOILE

Centre de torsion

Centre de gravité

- **Vue 3D :**

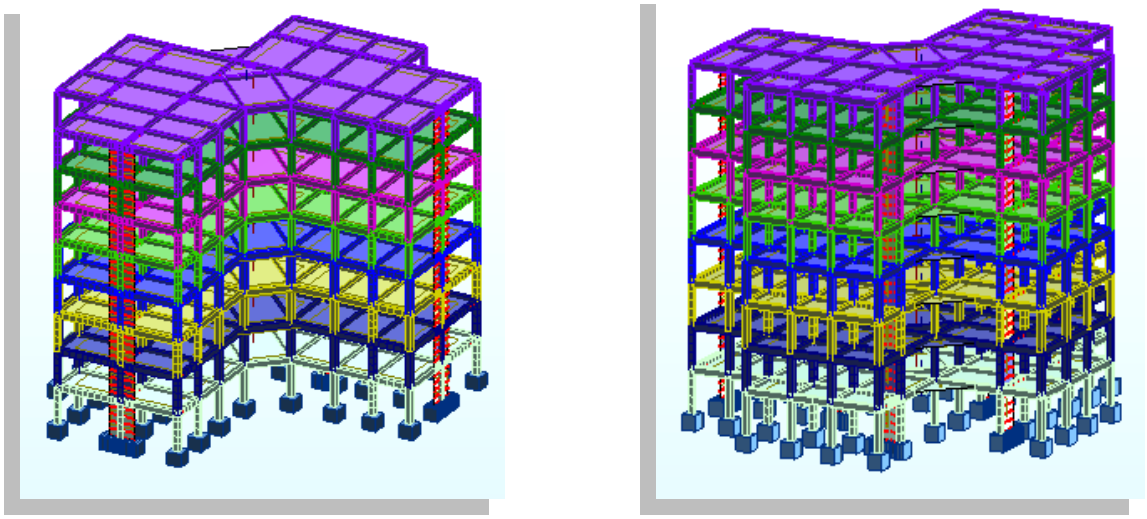


Fig.IV.2 : disposition des voiles aux étages.

Tableau IV.8: Coordonnées du centre de masse de la structure

	W_i	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
Terrasse	1986,2616	6773,15206	6773,15206	13,41	13,41
6ème	1986,2616	6773,15206	6773,15206	13,41	13,41
5ème	1986,2616	6773,15206	6773,15206	13,41	13,41
4ème	1986,2616	6773,15206	6773,15206	13,41	13,41
3ème	2098,2039	7154,8753	7154,8753	13,41	13,41
2ème	2098,203	7154,87223	7154,87223	13,41	13,41
1er	2098,209	7154,89269	7154,89269	13,41	13,41
RDC	2104,71	28203,114	28203,114	13,40	13,40
Poids total	16344,3723	76760,3624	76760,3624		

Donc le centre de masse de la structure est :

X_G = 13.41 m Y_G = 13.41 m

IV.2.2.2. Calcul de Centre de rigidité :

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux et les voiles: $I_X = \frac{ah^3}{12}$; $I_Y = \frac{ha^3}{12}$

$$X_T = \frac{\Sigma I_{YGi}.X_i}{\Sigma I_{YGi}} \qquad Y_T = \frac{\Sigma I_{XGi}.Y_i}{\Sigma I_{XGi}}$$

IV.2.2.3 Voile :

A.Voiles pleins:

Un voile est un élément structural résistant, il reprend aux efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenter la rigidité de la structure, donnant une grande marge de stabilité de la structure.

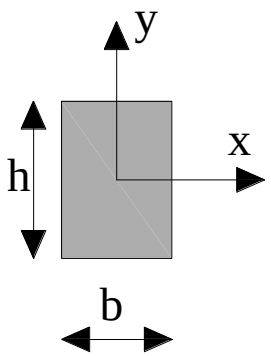
h: hauteur de voile.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du voile / à " ox " et / ou / à " oy ".

❖ **Moment d'inertie**:

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ Par rapport à " X_G ".

$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ Par rapport à " Y_G



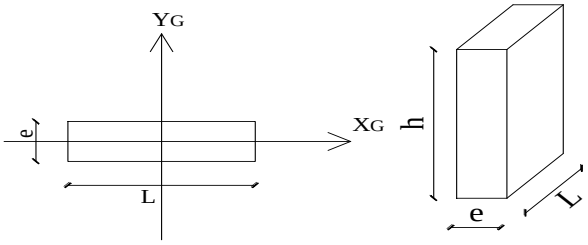


Fig. IV.3 : Voile plein

Tableau IV.9: Coordonnées du centre de torsion.

	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Ix_i.X_i$	$\sum Iy_i.Y_i$	X_T	Y_T
Terrasse	2071,36	2070,51	25850,57	25839,96	12,48	12,48
6ème	2071,76	2071,17	25855,56	25848,20	12,48	12,48
5ème	2071,76	2071,17	25855,56	25848,20	12,48	12,48
4ème	2071,76	2070,57	25855,56	25840,71	12,48	12,48
3ème	2201,69	2201,12	27565,16	27580,03	12,48	12,48
2ème	2201,69	2200,66	27565,16	27574,27	12,48	12,48
1er	2201,69	2201,12	27565,16	27580,03	12,48	12,48
RDC	2205,64	2204,94	27614,61	27605,85	12,46	12,46
Somme	17097,35	17091,26	213727,34	213717,25		

Donc le centre de masse de la structure est :

X_t =12.50 m Y_t = 12.50 m

IV. 2.2.4. Calcul des excentricités :

A.Excentricité théorique (statique) :

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_G - x_t| \\ e_y = |y_G - y_t| \end{cases}$

Tableau IV.10: l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
Terrasse	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
6ème	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
5ème	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
4ème	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
3ème	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
2ème	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
1er	13,41	12,48	0.93	13,41	12,48	0.93
RDC	13,40	12,46	0.90	13,40	12,46	0.90

B.Excentricité accidentelle:

$$5\%.L = 5 \times \frac{25.45}{100} = 1{,}25\ \text{m}$$

IV.3. Modélisation de la structure:

IV.3.1. Introduction :

L'ouvrage en question sera implanté à Rouïba wilaya d'Alger, zone III (sismicité élevé) selon le **RPA 99 VERSION 2003** qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide à trois niveaux ou 11m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 24.48 m soit conforme aux exigences du **RPA 99 VERSION 2003** .

IV.3.2. Modélisation :

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif, une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement de type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif et bien entendu, des conséquences dues aux approximations habituelles telles que la non-prise en compte des éléments secondaires de structure et des éléments non structuraux.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

❖ **Analyse temporelle (transitoire) :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps, l'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogrammes.

❖ **calcul dynamique, analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à une instante donne.

❖ **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- la déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures à voiles.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

Le comportement d'une structure sous l'action des charges dynamiques est étudié en précisant la méthodologie de calcul de cette structure d'une manière relativement simple. Pour notre étude, on va utiliser la méthode spectrale moyennant le logiciel **ROBOT 2010**; basé sur l'application de la méthode des éléments finis. Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacement, et effort) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

- **Définition d'un spectre**

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

- **Objectifs de l'analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet d'avoir :

1) **Pour chaque mode propre** : la période, les énergies participantes, les masses participantes

2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

On va donc introduire la structure pour l'analyse au **ROBOT 2010** moyennant un fichier de données.

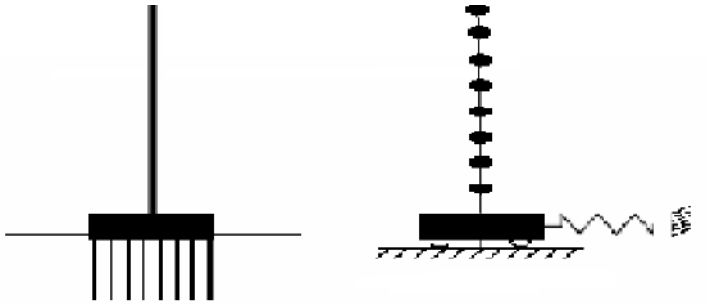


Figure IV.4 : Schéma équivalent du Modélisation de la structure

- **Modélisation**

Pour la modélisation d'une structure; le logiciel **ROBOT 2010** préconise trois modèles mathématiques fondamentaux:

1- modèle à nœud maître .
2- Modèle des plaques.
3- Modèle des diagonales.

Dans notre cas on utilisera le premier modèle. Le nœud maître coïncide avec le centre de masse du plancher; donc le mouvement du plancher est donné par le mouvement du nœud. L'étape suivante est de décomposer la structure en ses éléments moyennant les options de **ROBOT2010**.

La résolution des équations du mouvement qui résultent de la modélisation adoptée, donnera la réponse de la structure au séisme.

4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;.

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

On prend **R=5** (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Spectre de réponse de calcul ►► [Art 4.3.3] ◄◄ :

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

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

A = f (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 (tableau 4.1) ;

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

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

R =5 (Mixte portiques/voiles avec interaction) (tableau 4.3)

Q : facteur de qualité

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

Tableau IV-11 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0.05
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1
Σ	0,25		0,25	

$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$

$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$

Périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

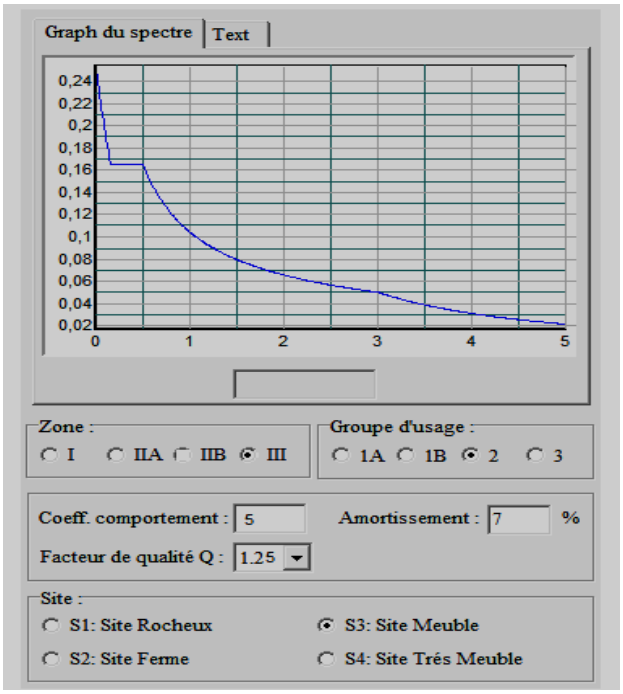


Figure IV.5 : Spectre de réponse

Cette figure IV.7 elle présente le spectre de réponse avec le coefficient de comportement R=5 ; facteur de qualité Q=1.25 ; site meuble ; et l'amortissement ζ=0.07.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

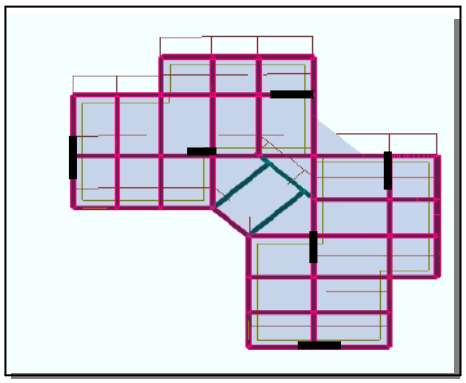
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le **RPA99** exige les vérifications suivantes :

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

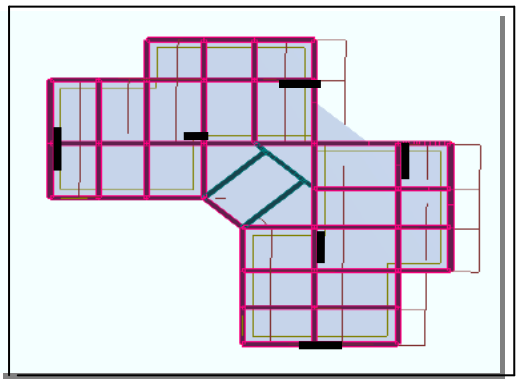
IV.4.1. Vérification de comportement :

Tableau IV-12 : Le comportement des trois premiers modes

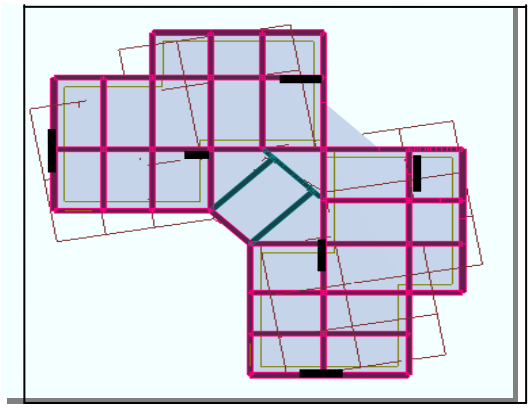
Mode 1	*Mode 2*	*Mode 3*
translation pure suivant y- y	**translation pure suivant x-x**	**rotation pure autour de z-z**



Mode1



Mode2



Mode3

IV.4.2. vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **(RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a).**

Tableau IV.13 : participation massique de la structure

Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%s)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0,57	0,24	74,00	0,24	74,00
2	0,55	73,35	0,36	73,59	74,36
3	0,45	0,77	0,52	74,36	74,88
4	0,19	0,20	11,24	74,56	86,12
5	0,19	10,78	0,23	85,34	86,35
6	0,14	0,07	0,05	85,41	86,39
7	0,10	0,30	3,78	85,71	90,17
8	0,09	3,80	0,31	90,51	90,48
9	0,09	0,01	0,01	90,52	90,49
10	0,07	0,01	0,00	90,52	90,49

IV.4.3. Vérification des périodes :

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

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

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

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

$$Tx=Ty=0.44$$

Tableau IV.14 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.44	0.57	0.572	Oui
Y	0.44	0.57	0.572	Oui

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

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4.2.6]**

Donc, il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \succ 0.8$

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

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

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

D'ou :

A : coefficient d'accélération de zone **.**
D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

T2 = 0,4 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 :

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

[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.07.$

$T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2,07.$

R : coefficient de comportement global de la structure**.**
Q : facteur de qualité**.**
W : poids total de la structure.

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

$\beta = 0.2$ (tableau 4.5)

Tableau IV. 15 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.07	2.07	5	1.25	1.25	20397.88	2638.95	2638.95

Tableau IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	2638.95	2539,57	2111.18	Oui
Y	2638.95	2590,29	2111.18	Oui

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

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

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = Y_G.Wi$, $Mty = X_G.Wi$

Avec :

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

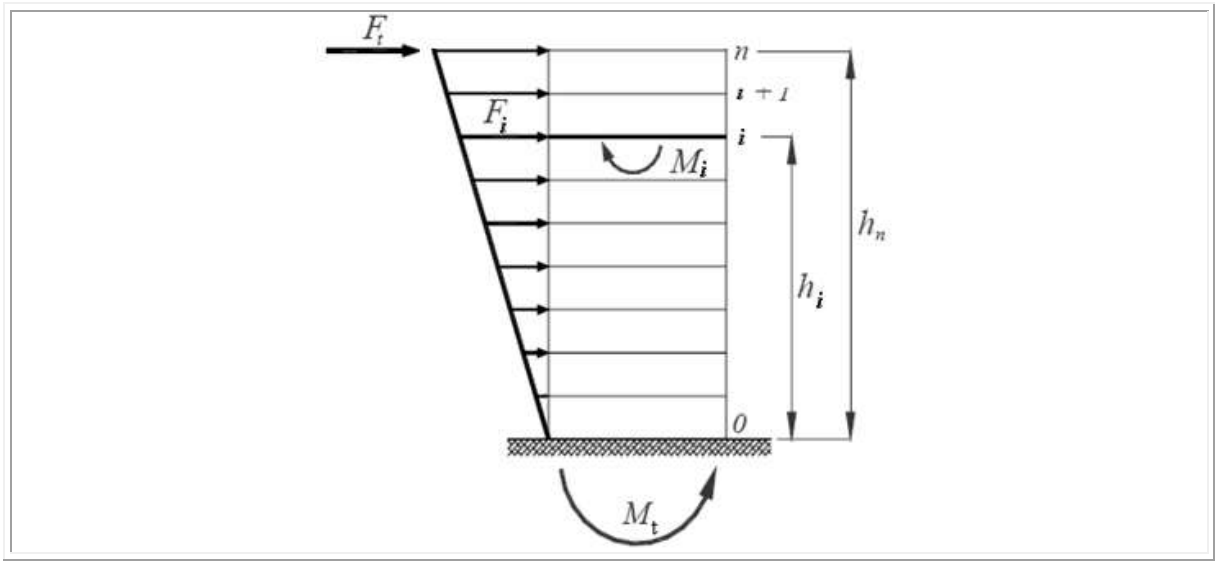


Fig .IV.6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

A. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

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

On a :

- $T_X = 0{,}44$ s $\rightarrow$ Ft = 0
- $T_Y = 0{,}44$ s $\rightarrow$ Ft = 0

Donc:

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

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

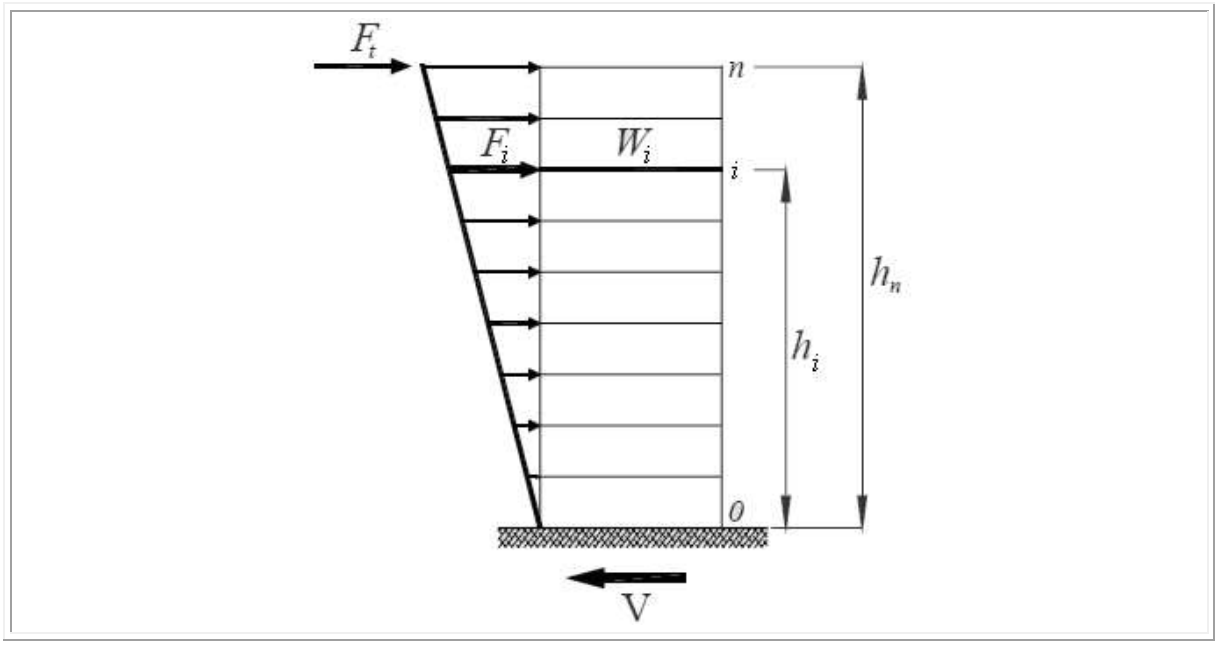


Fig.IV.7 : Distribution des forces sismiques

V_X =2111.18 kN

Tableau IV.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+24.48	1986,2616	35590,7768	0,19921975	420,588747
+21.42	1986,2616	31141,9297	0,19058927	402,368252
+18.36	1986,2616	26693,0826	0,16336221	344,887025
+15.30	1986,2616	22244,2355	0,13555604	286,183193
+12.24	2098,2039	19165,5621	0,14468432	305,45464
+9.18	2098,203	14374,1633	0,0851965	179,865144
+6.12	2098,209	9582,81228	0,05679766	119,910091
+3.06	2104,71	4811,2992	0,02459426	51,9229092
	SOMME	163603,861	1	2111,18

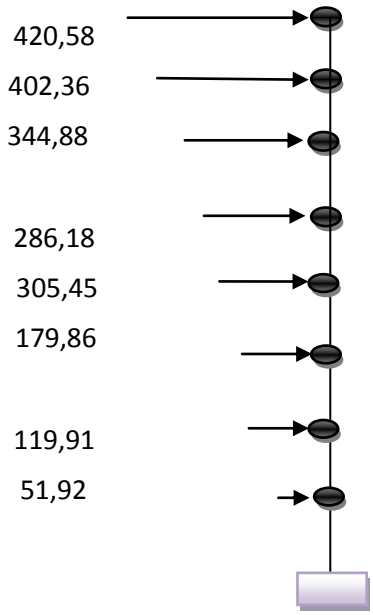


Fig. IV.8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 2111.18KN

Tableau IV.18: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+24.48	1986,2616	35590,7768	0,19921975	420,588747
+21.42	1986,2616	31141,9297	0,19058927	402,368252
+18.36	1986,2616	26693,0826	0,16336221	344,887025
+15.30	1986,2616	22244,2355	0,13555604	286,183193
+12.24	2098,2039	19165,5621	0,14468432	305,45464
+9.18	2098,203	14374,1633	0,0851965	179,865144
+6.12	2098,209	9582,81228	0,05679766	119,910091
+3.06	2104,71	4811,2992	0,02459426	51,9229092
	SOMME	163603,861	1	2111,18

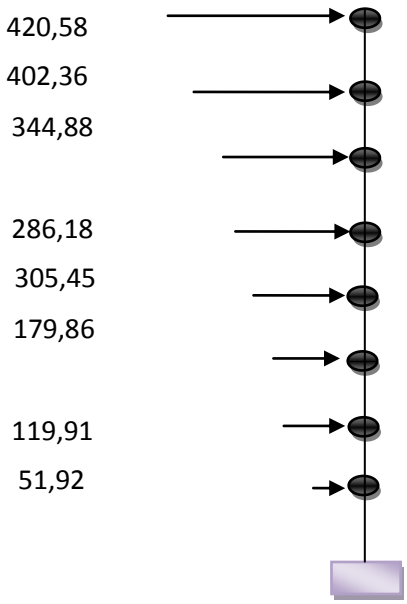


Fig.IV.9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

B.Moment de renversement :

Tableau IV.19 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+24.48	420,588747	420,588747	10296,0125	10296,0125
+21.42	402,368252	402,368252	8618,72796	8618,72796
+18.36	344,887025	344,887025	6332,12578	6332,12578
+15.30	286,183193	286,183193	4378,60285	4378,60285
+12.24	305,45464	305,45464	3738,76479	3738,76479
+9.18	179,865144	179,865144	1651,16202	1651,16202
+6.12	119,910091	119,910091	733,849757	733,849757
+3.06	51,9229092	51,9229092	158,884102	158,884102
			∑Mo	35908,1298

C. Moment stabilisant :

Tableau IV.20 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+24.48	1986,2616	13,41	13,41	26635,8405	26635,8405
+21.42	1986,2616	13,41	13,41	29122,2154	29122,2154
+18.36	1986,2616	13,41	13,41	29122,2114	29122,2114
+15.30	1986,2616	13,41	13,41	28998,3217	28998,3217
+12.24	2098,2039	13,41	13,41	38688,8195	38688,8195
+9.18	2098,203	13,41	13,41	30375,5743	30375,5743
+6.12	2098,209	13,41	13,41	30375,573	30375,573
+3.06	2104,71	13,40	13,40	26286,5616	26286,5616
				∑Mt	239605,117

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

Tableau IV.21 : 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
239605,117	239605,11	35908,129	35908,129	6.67	6.67	Oui

Donc la vérification contre le renversement suivant les deux directions de la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

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

- δ_{eK} : Déplacement du aux forces séismiques $F_{i.}$
- R : coefficient de comportement. R=5

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

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

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

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étage 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)**	**Vérification**
+24.48	2.84	14.2	2.2	3,06	Oui
+21.42	2.4	12	2	3,06	Oui
+18.36	2	10	2	3,06	Oui
+15.30	1.6	8	2	3,06	Oui
+12.24	1.2	6	1.8	3.06	Oui
+9.18	0.84	4.2	1.6	3.06	Oui
+6.12	0.52	2.6	1.6	3.06	Oui
+3.06	0.2	1			

Tableau IV.23 : Vérification des déplacements inter-étage 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)	Vérification
+24.48	2.84	14.2	2.4	3.06	Oui
+21.42	2.36	11.8	2	3.06	Oui
+18.36	1.96	9.8	2	3.06	Oui
+15.30	1.56	7.8	2	3.06	Oui
+12.24	1.16	5.8	1.8	3.06	Oui
+9.18	0.8	4	1.5	3.06	Oui
+6.12	0.5	2.5	1.5	3.06	Oui
+3.06	0.2	1			

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Tableau IV-24 : 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
+24,48	1986,267	420,588747	420,588747	-	-	-
+21,42	2171,679	402,368252	822,956999	2 ,2	0,0019	Oui
+18,36	2171,6787	344,887025	1167,84402	2	0,0048	Oui
+15,30	2162,4401	286,183193	1454,02722	2	0,0046	Oui
+12,24	2885,0723	305,45464	1759,48186	2	0,0045	Oui
+9,18	2265,1435	179,865144	1939,347	1,8	0,0052	Oui
+6,12	2265,1434	119,910091	2059,25709	1,6	0,0065	Oui
+3,06	1961,6837	51,9229092	2111,18	1,6	0,012	Oui

Tableau IV-25 : 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
+24.48	1986,267	420,588747	420,588747	-	-	-
+21.42	2171,679	402,368252	822,956999	2,4	0,0070	Oui
+18.36	2171,6787	344,887025	1167,84402	2	0,0048	Oui
+15.30	2162,4401	286,183193	1454,02722	2	0,0046	Oui
+12.24	2885,0723	305,45464	1759,48186	2	0,0045	Oui
+9.18	2265,1435	179,865144	1939,347	1,8	0,0052	Oui
+6.12	2265,1434	119,910091	2059,25709	1,5	0,0061	Oui
+3.06	1961,6837	51,9229092	2111,18	1,5	0,0119	Oui

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

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : ►► *[Art.7.4.3.1]* ◄◄

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

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

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

Avec :

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

Tableau IV.26 : vérifications des sollicitations normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
7	154.44	62500	25	0.000098	C.V
6	202.14	62500	25	0.00012	C.V
5	292.07	90000	25	0.000129	C.V
4	408.97	90000	25	0.00018	C.V
3	597.82	122500	25	0.000195	C.V
2	720.30	122500	25	0.00023	C.V
1	854.64	160000	25	0.00021	C.V
RDC	1478.50	160000	25	0.00036	C.V

Conclusions:

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents choque extérieurs, tel que le séisme après un ferraillage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

VI. CALCUL DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.1.1.Etude des fondations :

Les fondations d'une construction sont la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces fondations transmettent les charges au sol, soit directement cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

. Dans le cas général, un élément (poteau ou voile) peut transmettre à sa fondation :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- un moment qui s'exercer suivant les différentes directions.
- la contrainte du sol est: $\overline{\sigma_{sol}} = 0{,}15MPa$

VI.1.2. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

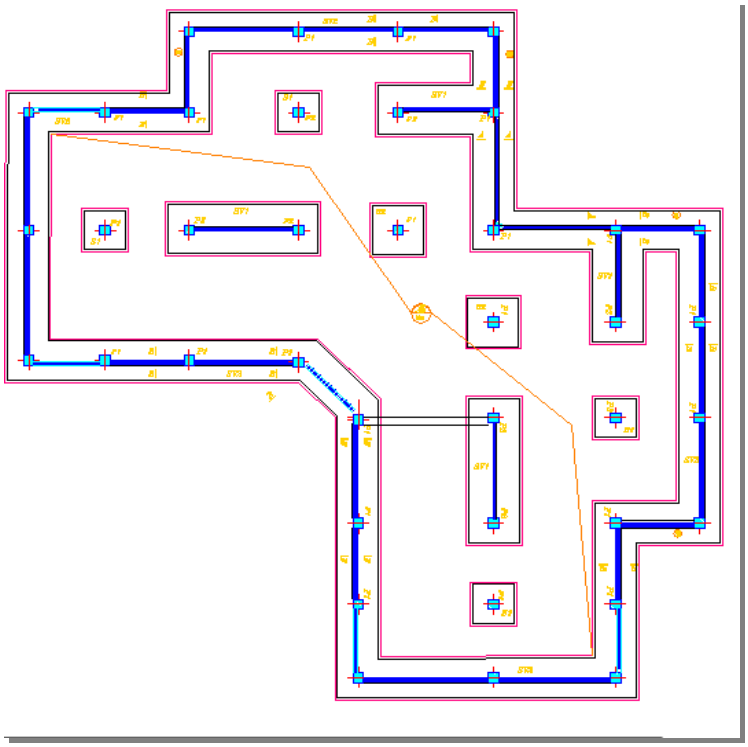


Fig VI.1. Représentation initiale des semelles

***VI.1.3. Reconnaissance des lieux et du sol* :**

pour projeter correctement une fondation , Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux , au voisinage de la construction à édifier , mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain .

Dan notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} = **1.5 bars**.

***VI.2. Semelles isolées* :**

➢ **Généralités :**

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Les fondations superficielles (isolée) sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

G + Q + E

0.8G ± E

N_{ser} = 450.23 kN

M_{ser} = 1.72 kN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 38.20 \text{ mm}$$

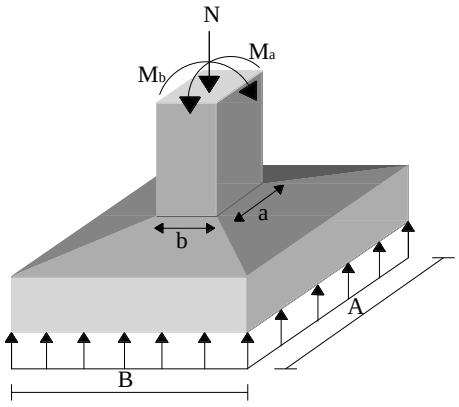


Figure VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6e_0 = 22.92 \ cm$$

Vu que **$6e_0$** est très faible, la répartition est forcement trapézoïdale.

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

A.N: $150B^3 - 450.23B - 3.78 \geq 0 \Rightarrow B = 1.75m$, Donc, on prend : **B = 1.80 m**.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.1 : Section nécessaire de fondation isolé

Semelle	**N (KN)**	**M (KN.m)**	e_0 **[m]**	σ_{sol} **(Kn/m²)**	B_{min} **(m)**	A_{min} **(m)**	B_{adop} **(m)**	A_{adop} **(m)**	**H (m)**
S1	450.23	1.72	0,0028	150	1.7	1.7	1.8	1.8	0.4
S2	468.80	1.22	0,0026	150	1.76	1.76	1.8	1.8	0.4
S3	317,04	1,66	0,0052	150	1,45	1.45	1.6	1.6	0.4
S4	320,43	1,50	0,0046	150	1,46	1.46	1.6	1.6	0.4
S5	371.10	0,98	0,0026	150	1.57	1.57	1.6	1.6	0.4
S6	349.11	0,79	0,0022	150	1.52	1.52	1.6	1.6	0.4

***VI.2.2.Vérification des contraintes*:**

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorables des combinaisons citées ci-dessous:

G + Q + E
0.8 G + E

La contrainte admissible du sol égale σsol = **150[Kn/m²]**

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

L'excentricité de la résultante des efforts est:

Si : e_0 <= B/6 ; $\sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{B}) \leq 1.33\sigma_{sol}$: Diagramme des contraintes Trapézoïdal

e_0 >= B/6 ; $\sigma_M = \frac{2N}{3A(0{,}5B-e)} \leq 1.33\sigma_{sol}$: Diagramme des contraintes Triangulaire

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Semelle	N [KN]	M [KN.m]	B [m]	A [m]	e_0 [m]	B/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Obs
S1	450.23	1.72	1.8	1.8	0,0028	0.30	Trap	140.72	199.5	Vérifiée
S2	468.80	1.22	1.8	1.8	0,0026	0.30	Trap	145.94	199.5	Vérifiée
S3	317,04	1,66	1,6	1,6	0,0052	0,27	Trap	126,2754	199.5	Vérifiée
S4	320,43	1,50	1,6	1,6	0,0046	0,27	Trap	127,3652	199.5	Vérifiée
S5	371,10	0,98	1,6	1,6	0,0026	0,27	Trap	146,3965	199.5	Vérifiée
S6	349,11	0,79	1,6	1,6	0,0022	0,27	Trap	137,5283	199.5	Vérifiée

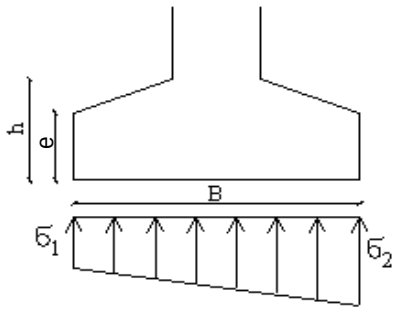


Fig.VI.3 : diagramme des contraintes

***VI.2.3.Ferraillage des semelles isolées* :**

En plus de la répartition trapézoïdale des contraintes ($e_0 \prec \frac{B}{6}$), on ne peut appliquer la méthode des bielles que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte normale σ_1 est inférieure au $2/3$ de la contrainte moyenne σ_m ($\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m$)

Ce qui donne $e_0 \prec \frac{B}{18}$

D'après le tableau **VI-2** on remarque que $e_0 \prec \frac{B}{18}$ dans ce cas on utilise la méthode des bielles en remplaçant.

t la charge fictive N' Avec : $N' = N.(1+\frac{3\times e_0}{B})$

Tableau VI.3 : ferraillage des semelles isolées

Semelle	N **[kn]**	**M [kn.m]**	e_0 **x[m] ou** e_0 **y[m]**	**B [m] ou A[m]**	**b [m] ou a[m]**	**d [m]**	**N' [Kn]**	**As [cm²]**	**$A_{adopté}$**	**Esp [cm]**
S1	450,23	1,72	0,0028	1.8	0,4	0,35	453,10	13,10	**12HA12 =13.56**	15
S2	468,80	1,53	0,0026	1.8	0,4	0,35	471,67	13,46	**12HA12 =13.56**	15
S3	317,04	1,66	0,0052	1.6	0.45	0.40	320,15	7,67	**11HA12 =12.43**	15
S4	320,43	1,50	0,0046	1.6	0.45	0.40	323,24	7,74	**11HA12 =12.43**	15
S5	371,10	0,98	0,0026	1.6	0.45	0.40	372,94	8,93	**11HA12 =12.43**	15
S6	349,11	0,79	0,0022	1.6	0.45	0.40	350,59	8,40	**11HA12 =12.43**	15

***VI.2.4. Vérification à l'E.L.S* :**

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \left(110\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,\text{MPa}$$

$$A_{ser} = N_{Ser}\frac{(B-b)}{8.d\sigma_s} \quad ; A_{ser} \leq A_{ulu}$$

Donc on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, A_{ser} =13.56cm^2 = 12T12, esp = 15cm

Tableau VI.4: Vérification des semelles à l'ELS

Semelle	N [KN]	B [m]	b [m]	d[m]	σ_s[MPa]	A_{ser} [cm^2]	vérification
S1	450,23	1.8	0,4	0,35	202	11.14	Oui
S2	468,80	1.8	0,4	0,35	202	11.60	Oui
S3	317,04	1.6	0.45	0.40	202	5.61	Oui
S4	320,43	1.6	0.45	0.40	202	5.67	Oui
S5	371,10	1.6	0.45	0.40	202	6.56	Oui
S6	349,11	1.6	0.45	0.40	202	6.17	Oui

VI.3. Semelles filantes sous voiles :

VI.3.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

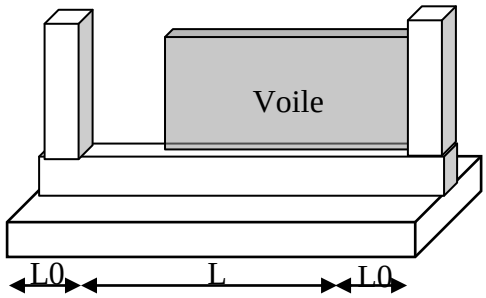


Fig.VII.4: schéma de semelle filante Sous deux poteaux et un voile

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{100.\sigma_{Sol}} \qquad d \geq \frac{B-b}{4} \qquad h = d + c + \frac{\Phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tabeau.VI.5 : dimensions des semelles filantes sous voile

Semelle	L (m)	N_u (kN)	N (kN/mℓ)	B (cm)	B (m)	d (cm)	H (cm)
SSV1	3.55	1003.39	288.65	40	2	40	50
SSV2	3.75	686.22	182.99	40	1.6	30	40
SSV3	3.75	748.21	199.52	40	1.6	30	40
SSV4	3.55	905.81	255.16	40	1.6	30	40

SSV : semelle sous voile.

***VI.3.2. Ferraillage* :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = \frac{N(B-b)}{8.d.\sigma_S} \qquad E_{sp} = \frac{100}{n} \text{.....(8.4)}$$

Avec:

n: étant le nombre de barres.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad E_{sp} = \frac{B-2e-\Phi}{(n-1)}$$

Avec :

- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

a. Armatures principales :

Tableau.VI.6 : armatures principales des semelles filantes sous voile

	N_u (kN/mℓ)	N_{ser} (kN/mℓ)	Axb (cm^2)	A_u (cm^2)	A_{ser} (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SSV1	288.65	269.02	40	8.16	6.65	6HA14=9.23	16
SSV2	182.99	168.67	40	4.52	4.18	6HA12=6.78	16
SSV3	199.52	184.75	40	4.93	4.57	6HA12=6.78	16
SSV4	255.16	252.08	40	6.31	6.23	6HA12=6.78	16

b. Armatures de répartition :

Tableau.VI.7: armatures de répartition des semelles filantes sous voile

	SSV1	SSV2	SSV3	SSV4
$A_{rép}(cm^2)$	5HA12	3HA12	3HA12	3HA12
Esp (cm)	25	25	25	25

c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$l_S = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_S} = \frac{1,2.400}{4.2,8} = 42.85cm \quad ; \quad l_S = 42.85cm \geq \frac{B}{4} = \frac{160}{4} = 40cm$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.5.VERIFICATION DU POINCONNEMENT :

$$H_t \geq 1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}} \qquad \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau. VI.11: Vérification du poinçonnement des différents types de semelles

Nature	Semelles	H_t (cm)	N (kN)	$1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}}$	Vérification
Semelles isolées sous poteau	S_1	40	612.23	0.30	C.V
	S_2	40	568.80	0.28	C.V
	S_3	40	317,04	0.21	C.V
	S_4	40	320,43	0.21	C.V
	S_5	40	371,10	0.23	C.V
	S_6	40	349,11	0.22	C.V
Semelles filantes sous voile	SSV1	50	288.65	0.19	C.V
	SSV2	40	182.99	0.16	C.V
	SSV3	40	199.52	0.17	C.V
	SSV4	40	255.16	0.19	C.V

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales.

***VI.6.1. Prédimensionnement*:** *RPA99 version 2003*►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte une section de: (b x h) = (35 x 35) cm².

***VI.6.2. Sollicitations*:**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$.

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 10 **(**zone: III; site: S_3)

***VI.6.3. Ferraillage* :**

❖ ***Etat Limite Ultime*:**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$

Le résultat obtenu est:

$N_u = 1607{,}51\text{KN}$; $A_u \geq 10.71\text{cm}^2$

☑ ***Condition de non fragilité*: *(CBA 93)***

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Le résultat obtenu est: $A \geq 6.30\text{cm}^2$

➢ ***Etat Limite Service*:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202\text{MPa}$

Le résultat obtenu est:

N_{ser} =514,25KN; A_{ser} = 2.54cm^2

- ***Section minimale donnée par le RPA 99VERSION 2003:***

$A_r \geq 0.6\,\% B$

Le résultat obtenu est: A_r = 7.20cm^2

- ***Résultats :***

$A = \max\left[A_u , A_{ser} , A_{RPA}, A_{CBA} \right] = 10.71 cm^2$

On adopte **:** A = 8T14=12.31cm²

- ***Armatures transversales :***

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,mm$

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 21cm\right]$

On adopte: S_t = 15cm.

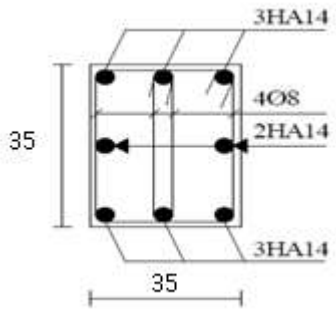


Fig. VI.5. Ferraillage de la longrine

CONCLUSION

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : le délai, l'économie et la faisabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.*
- *Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.*
- *Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*

Manuels techniques :

- *Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment* Henry Thonier
- *Cours de formation*

Logiciels :

- *Logiciel d'analyse des structures* ***ROBOT version 23***
- *EXCEL 2007*
- *WORD 2007*
- *SOCOTEC*