REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**



**F**aculté de **T**echnologie

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil Spécialité :

structures

---

# Étude d'un bâtiment (ES+RDC+5 étages)

---

Présenté par HAMMOUCHE Abdennour

Proposé et Dirigé par

**Mr.** Talaiche Zoheir

**Promotion Juin 2019**

# Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyé à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être Mon premier éducateur, puis de j'ai donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à :

Mon promoteur Mr. Talaiche Zoheir, pour j'avoir encadrés et orientés tout au long de cette étude.

Mes remerciements s'adressent également à Monsieur OuldTurki Benaissa ,.

qui ont toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu je consacrer.

J' adresse mes remerciements chaleureusement à tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme.

Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Université Yahia faresde Médéa et à tous mes amis avec qui j'ai gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2018-2019 de génie civil de l'université Yahia fares de Médéa, tout en leurs souhaitant un avenir plein de réussite.

Abdennor.

# Dédicaces

Enfin le jour tant attendu par ceux qui m'ont donné la vie est arrivé. C'est avec honneur et fierté que je dédie ce labeur, je le nomme labeur car Dieu ainsi que mes parents savent combien je me suis investie depuis ma maternelle jusqu'à ce jour merci bon Dieu.

A mes parents :

Papa, ce n'est pas une dédicace insignifiante mentionnée sur une feuille qui rendra hommage à l'ampleur de ton sacrifice et ton amour mais un grand baisé sur tes mains qui ont tant faits pour moi merci papa.

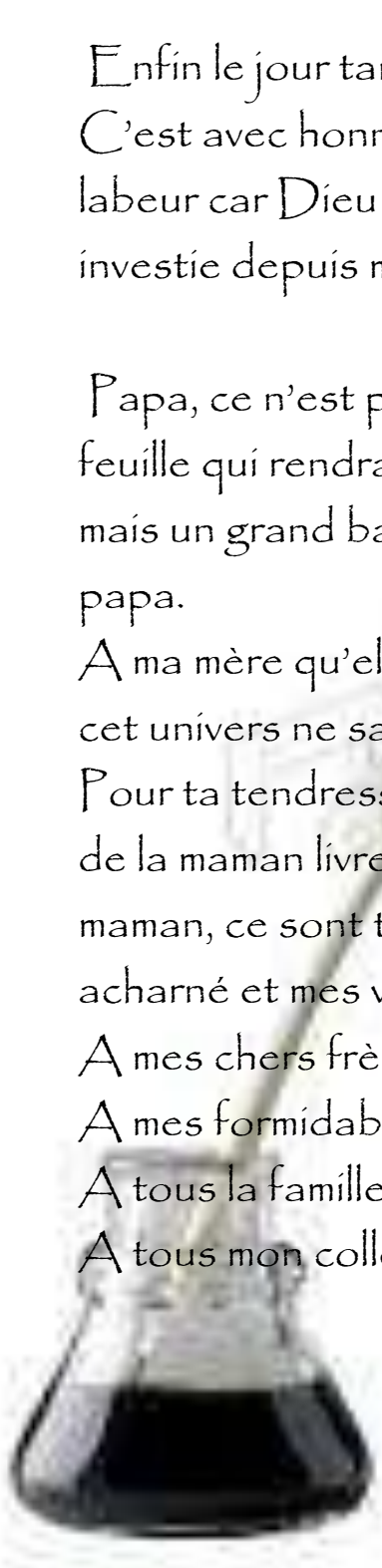
A ma mère qu'elle a beaucoup sacrifiée pour moi tous les mots de cet univers ne sauront exprimer mes remerciements, ma gratitude. Pour ta tendresse, ta bonté, ton sacrifice, ton dévouement symbole de la maman livre de ton cœur par excellence. J'insiste également maman, ce sont tes prières par leur lumières qui ont guidé mon travail acharné et mes veillées pénibles jusqu'à l'aube

A mes chers frères et sœurs.

A mes formidables tantes et oncles que j'aime tant.

A tous la famille Hammouche et Slimen Fissa et

A tous mon collègues de la 2$^{éme}$ année Master Génie Civil.



Abdennor.

# ملخص


هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز عمارة يتألف من طابق( بين أرضي+ طابق أرضي وخمسة طوابق )وتم بناؤه في الجزائر العاصمة و هذا والمصنف ضمن المنطقة القوية الزلزال III.

يتم ضمان مقاومة للهيكل إلى الأحمال الأفقية والرأسية بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 v2003
* قانون الخرسانة المسلحة "CBA93"
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج(Sap2000 V20.2.1)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات .


# RESUME


Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment (ES+RDC+5 étages), qui a été implanté à **ALGER**. Cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité III

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des Éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.2 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.


# ABSTRACT


This project deals with the study of building (Underground+ground+5stories). What which was beim planted at ALGERS, this area isclassified as zone of average seismi cityIII.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads isensured by a frame system braced by shear walls.

Sizing and design of reinforcement of all resistant elements have been prepared in accordance with the Algerian Standards (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismi csurvey was conducted following the numerica lmethod based on the finiteelement method through the (SAP2000 V20.2.2) software.

Finally, we studied the computing infrastructure foundations.

# SOMMAIRE

## CHAPITRE I : PRESONTATION DE L'OUVRAGE

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

**I.2. Destination et situation..... 1**

**I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :.....1**

**I.3.1. Dimensions en plan :..... 1**

**I.3.2. Dimensions en élévation :.....1**

**I.4. Conception de la structure :.....1**

**I.4.1. Ossature de l'ouvrage :..... 1**

**I.4.2. Planchers :.....2**

**I.4.3. Maçonnerie :..... 2**

**I.4.4. L'acrotère :.....2**

**I.4.5. Escalier :..... 2**

**I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :..... 2**

**I.5.1. Béton :..... 2**

**a)Résistance caractéristique à la compression :.....3**

**b)Résistance caractéristique à la traction :.....4**

**I.5.5. Acier :..... 4**

**I.6.Principe de calcul du cba 93 :..... 5**

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

**IV.1. II.1. Introduction :..... 6**

**II.2. Pré dimensionnement :.....6**

**II.2.1. Pré dimensionnement des plancher :.....6**

**I.2.1.1.Planchers a corps creux :.....6**

**II.2.1.2. Les dalles pleines :..... 6**

**II.2.2. Planchers dalles pleines :..... 6**

**II.2.2. Pré dimensionnement des poutres :..... 7**

**II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :.....7**

**II.3.1. Plancher corps creux :..... 7**

**II.3.1.1.Plancher terrasse :..... 7**

**II.3.1.2. Plancher courant :..... 8**

**II.3.2. Maçonnerie : ..... 8**
**II.3.3. Charges d'exploitation : ..... 9**
**II.4. Pré dimensionnement des poteaux : ..... 9**
**II.4.2.Etapes de pré dimensionnement : ..... 10**
**II.4.2.3. Détermination des charges permanente(descente des charges) : ..... 11**
**II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation : ..... 11**
**II.4.2.5. Vérification de la capacité portante : ..... 12**
**II.4.2.6. Vérification aux zones nodales (rpa 99 (version 2003) art.7.5) : ..... 12**
**II.5. pré dimensionnement des voiles : ..... 12**

## CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

**III.1. Introduction ..... 14**
**III.2. L'acrotère ..... 14**
**III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : ..... 14**
**III.1.3. Détermination des efforts : ..... 14**
**III.1.4. Calcul de ferraillage : ..... 15**
**III.1.4.1. Vérification a l'état limite de service (els) : ..... 16**
**III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement a l'elu : ..... 16**
**III.2. Les plancher : ..... 17**
**III.2.1.La dalle de compression ..... 17**
**III.2.2.Les poutrelles ..... 18**
**III.2.2.1.Avant coulage ..... 19**
**III.2.2.2.Après coulage ..... 20**
**a)Ferraillage des poutrelles : ..... 24**
**III.2.2.3Vérification des contraintes à l'ELS (fissuration est peu nuisible) : ..... 25**
**III.2.2.4Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... 26**
**III.2.2.5.Vérification de la flèche : ..... 26**
**III.3. L'escalier ..... 27**
**III.3.1. Dimensionnement ..... 27**
**III.3.2. Evaluation des charges et surcharges : ..... 28**
**III.3.2.1. Charges permanentes : ..... 28**
**III.3.2.2 Charges d'exploitation : ..... 28**
**III.3.2.3Vérification des contraintes à l'ELS : ..... 30**
**III.3.2.4Vérification de la flèche ..... 30**
**III.4. LA POUTRE PALIERE : ..... 31**
**III.4.1. Pré dimensionnement : ..... 31**

**III.4.3VEREFICATHON DE LA FLECHE : 34**
**III.4.LES Dalle pleine : 34**
**III.4.1. Dalle pleine de balcon:34**
**III.4.1.1Calcul de ferraillage : 35**
**III.4.1.2Vérification des contraints à l'E.L.S : 35**
**III.4.1.3Vérification d'effort tranchant à ELU : 35**
**III.4.1.4Verification de la fleche:36**
**III.4.2Dalle pleine reposant sur 3 appuis36**
**III.4.2.1Calcul de ferraillage38**
**III.4.2.2Vérification des contraints à l'E.L. S : 38**
**III.4.2.3Vérification d'effort tranchant à ELU38**

**CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE**

**IV.2. IV.1. Introduction :39**
**IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :39**
**IV.3. IV-2-1-Centre de masse : 39**
**IV.4. IV.2.2. Centre de rigidité : 39**
**IV.5. IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants : 39**
**IV.6. IV.2.4. Excentricité statique (théorique)40**
**IV.7. IV.2.5. Excentricité accidentelle40**
**IV.8. IV.3.Modélisation de la structure40**
**IV.9. IV.3.1. Introduction 40**
**IV.10. IV.3.2.Modélisation 41**
**IV.11. IV.3.3.Analyse de notre structure41**
**a)Détermination centre de masse et centre de gravité 42**
**b)Excentricité :42**
**IV.4. Choix de la méthode de calcul :43**
**IV.4.1. Introduction :43**
**IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :43**
**IV.4.2.1. Principe de la méthode :43**
**IV.4.2.2. Modélisation :43**
**IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :43**
**IV.4.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :45**
**1-nalyse modale :45**
**1.1.Comportement modal :45**
**1.2 Participation massique (dissipation d'énergie) :46**
**2. Analyse statique et dynamique :48**

**2.1 Stabilité de la structure :.....49**
**2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....49**
**2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :.....50**
**2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage :.....51**
**2.1.4 Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 /.....52**
**2.2.1 Vérification de cisaillement des éléments.....53**
**2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....54**

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

**V.1 INTRODUCTION :.....56**

**V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :.....56**
**V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :.....56**
**V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:.....57**
**V.2.1.2Vérification de la flèche :.....57**
**V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....58**
**V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :.....58**
**V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :.....60**
**V.3.1 Armatures longitudinales :.....60**
**V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :.....61**
**V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :.....62**
**V.3.2 Armatures transversales :.....63**
**V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :.....65**
**V.4.1 Ferraillage des trumeaux :.....65**
**V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :.....65**
**V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:.....67**
**V.4.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....68**
**V.4.1.4Armatures horizontales :.....69**
**V.4.1.5Armatures transversales :.....70**
**V.4.2 Ferraillage des linteaux :.....70**
**V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$):.....71**
**V.4.2.3Ferraillage minimal :.....72**

## CHAPITRE IV : CALCUL DES FONDAION

**VI.1. INTRODUCTION :.....73**

**VI.2 TYPES DE FONDATIONS : ....73**
**VI.3 CRACTERISTIQUES DU SOL : ....73**
**VI.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS : ....74**
**VI.4.1 SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU : ....74**
**VI.4.1.1METHODE DE CALCUL : ....74**
**VI.4.1.2 VERIFICATION DU CHEVAUCHEMENT ENTRE LES BULLES DE PRESSIONSOUS LES SEMELLES : ....75**
**VI.4.2 SEMELLE FILANTE (CONTINUE) ....76**
**VI.4.3DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES : ....76**
**VI.4.4VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE A L'ELS : ....77**
**VI.4.5VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT : ....77**
**VI.4.6VERIFICATION DU CHEVAUCHEMENT ENTRE LES SEMELLES FILANTES ....78**
**VI.4.7DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE POUR LA SEMELLE SOUS PLUSIEURS POTEAUX: ....78**
**VI.4.8 CALCUL DE FERRAILLAGE: ....79**
**VI.4.9-TRANSVERSALEMENT : ....80**
**VI.4.10ARMATURES PRINCIPALES ....80**
**VI.4.11ARMATURE DE REPARTITIONS ....80**
**VI.4.12-LONGITUDINALEMENT : ....80**
**VI.4.13-DETERMINATION DES MOMENTS DE LA POUTRE DELIBAGE: ....81**
**VI.4.14-CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES ....81**
**VI.4.15VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS ....81**
**VI.4.16.VERIFICATION DU CISAILLEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE: ....81**

**VI.5.1 Calcul de voile périphérique : ....82**
**VI.5.2Calcul de la poussée des terres : ....83**
**VI.5.3Vérification des contraintes à l'els : ....84**
**VI.5.4Vérification au cisaillement à l'elu : ....84**
**VI.6.1Ferrailage des longrines ....84**
**VI.6.2Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ....85**
**VI.6.3Vérification des contraintes à l'état limite de service : ....85**

# LISTE DES TABLEAUX :

## CHAPITRE I

**TABLEAU I.1 :** LES TYPES D'ACIERS UTILISES ETLEURSNUANCES ..... **4**

## CHAPITRE II

**Tableau II.1:** Pré dimensionnement des poutres ..... **7**

**Tableau II.2**: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux**) ..... 8**

**Tableau II.3**:Evaluation de la charge permanente du plancher courant(Corps creux) ..... **8**

**Tableau II.4**:Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison..... **8**

**Tableau II.5**:Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison..... **9**

**Tableau II.6**:Prédimensionnement des poteaux ..... **9**

**Tableau II.7** :Vérification du coffrage des poteaux..... **10**

**Tableau II.8**: les charges permanentes ..... **11**

**Tableau II.9**: les surcharges d'exploitation ..... **12**

**Tableau. II.10** : Vérificationsdu1.1$N_{ultime}$et$N_U$..... **12**

**Tableau II.11**.Vérification des dimensions selon leRPA99version2003 ..... **12**

## CHAPITRE III

**Tableau III.1.** Evaluation des charges et sur charges sur l'acrotère ..... **14**

**Tableau III.2.** Les efforts exercés sur l'acrotère ..... **15**

**Tableau.III.3**.Détermination du nombre d'étaiements ..... **19**

**Tableau.III.4**. Combinaison des charges de poutrelle ..... **20**

**Tableau.III.5**. les moments maximales à l'ELU ..... **25**

**Tableau.III.6**. ferraillage à l'ELU ..... **25**

**Tableau.III.7**. Vérification des contraintes à l'ELS ..... **26**

**Tableau.III.8.** Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU..... **26**

**Tableau III.9.** Vérification de la flèche ..... **26**

**Tableau.III.10**. Résultat de ferraillage..... **26**

**Tableau III.11.** Vérification de la flèche ..... **27**

**Tableau III.12.** Charge permanente du palier de repos ..... **28**

**Tableau III.13.** Charge permanente du paillasse ..... **28**

**Tableau III.14**. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier ..... **29**

**Tableau III.15.** Vérification de la section d'armatures ..... **30**

**Tableau III.16**. Section d'armatures de répartition dans l'escalier..... **30**

**Tableau III.17**. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS ..... **30**
**Tableau III.18**. Vérification de l'effort tranchant ..... **30**
**Tableau III.19**. Vérification de la flèche ..... **31**
**Tableau III.20.** Pré dimensionnement de la poutre palière ..... **31**
**Tableau III.21**Armatures longitudinale ..... **33**
**Tableau III.22.**Véréfication a ELS ..... **33**
**Tableau III.23**Véréfication des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... **33**
**Tableau III.24**Armatures transversales ..... **33**
**Tableau III.25** les charges et les moments ..... **34**
**Tableau III.26** les moments a ELU et ELS ..... **35**
**Tableau.III.27.** ferraillage à l'ELU ..... **35**
**Tableau.III.28.** Vérification des contraintes à l'ELS ..... **35**
**Tableau.III.29.** Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... **35**
**Tableau III.30** les charges et les moments ..... **37**
**Tableau III.31** les moments a ELU et ELS ..... **37**
**Tableau.III.32.** ferraillage à l'ELU ..... **37**
**Tableau.III.33.** Vérification des contraintes à l'ELS ..... **38**
**Tableau.III.34 Vérif**ication d'effort tranchant à ELU ..... **38**

**CHAPITRE IV**

**Tableau IV.1**: Centre de masse et centre de torsion ..... **42**
**Tableau IV.2** :Excentricité suivant les deux directions ..... **42**
**Tableau IV.3**Distribution des sollicitations suivant X ..... **44**
**Tableau IV.4**Distribution des sollicitations suivant Y ..... **44**
**Tableau IV.5**: détermination du facteur de qualité Q de la structure ..... **45**
**Tableau IV.6** : Comportement des trois premiers modes ..... **46**
**Tableau IV.7** : Cumules des masses modales effectives (%) ..... **48**
**Tableau IV8** : Les valeurs de la force sismique ..... **49**
**Tableau IV.9** : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... **49**
**Tableau IV.10** : Valeurs des moments de stabilité et de renversement ..... **50**
**Tableau IV.11** : Vérification des déplacements inter-étage suivant X ..... **51**
**Tableau IV.12** : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y ..... **51**
**Tableau IV.13** : Vérification de l'effet P-Δ ..... **52**
**Tableau IV.14** : Vérification de cisaillement des poutres ..... **52**
**Tableau IV.15** : Vérification de cisaillement des Poteaux ..... **53**

**Tableau IV.16** : Vérification de cisaillement des voiles suivant X et Y ..... **54**
**Tableau IV.17** : Vérification de l'effort normal réduit ..... **54**
**Tableau IV.18** : Vérification de l'effort normal réduit ..... **54**
**Tableau IV.19** : Dimensions finales des éléments ..... **55**

**CHAPITRE V**

**Tableau V.1** La section calculée d'armatures des poutres ..... **56**
**Tableau V.2** La section choisie d'armatures des poutres ..... **57**
**Tableau V.3** Vérification des contraintes des poutres à l'ELS ..... **57**
**Tableau V.4** Vérification de section d'armatures ..... **57**
**Tableau V.5.** Vérifications de la flèche ..... **58**
**Tableau V.6**Vérification des contraintes de cisaillement ..... **58**
**Tableau V.7**La section d'armatures transversales ..... **59**
**Tableau V.8**La section d'armatures des poteaux ..... **62**
**Tableau V.9**Vérification des contraintes à l'ELS ..... **63**
**Tableau V.10**La section d'armatures transversales des poteaux ..... **64**
**Tableau V.11**La section calculée d'armatures verticales des voiles(Suivant X) ..... **66**
**Tableau V.12**La section choisie d'armatures verticales des voiles(Suivant X) ..... **66**
**Tableau V.13**La section calculée d'armatures verticales des voiles(Suivant Y) ..... **67**
**Tableau V.14**La section choisie d'armatures verticales des voiles(Suivant Y) ..... **67**
**Tableau V.15**Vérification des contraintes des voiles(Suivant X) ..... **68**
**Tableau V.16**Vérification des contraintes des voiles(Suivant Y) ..... **68**
**Tableau V.17**Vérification des contraintes de cisaillement des voiles(Suivant X) ..... **69**
**Tableau V.18**érification des contraintes de cisaillement des voiles(Suivant Y) ..... **69**
**Tableau V.19**La section d'armatures horizontales des voiles(Suivant X) ..... **70**
**Tableau V.20**La section d'armatures horizontales des voiles(Suivant Y) ..... **70**
**Tableau V.21.**Choix de la méthode de calcul ..... **72**
**Tableau. V.22.** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux ..... **72**

**CHAPITRE VI**

**Tableau VI.1**Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ..... **75**
**Tableau VI.2**: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS ..... **77**
**Tableau VI.3**: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS ..... **77**
**Tableau VI.4** Vérification de la stabilité au renversement ..... **77**

**Tableau VI5**: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes ..... **78**
**Tableau VI.6**: Dimensionnement de la poutre de libage ..... **78**
**Tableau VI.7**: Ferraillages des semelles filantes sous un voile ..... **79**
**Tableau VI.8**: Ferraillages des armatures principales de la semelle ..... **80**
**Tableau VI.9**: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage ..... **81**
**Tableau VI.10** Détermination des sollicitations de la poutre de libage ..... **81**
**Tableau VI.11**: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU ..... **81**
**Tableau VI.12**: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS ..... **81**
**Tableau VI.13**Calcul des armatures transversales de la poutre de libage ..... **82**
**Tableau VI 14**: Calcul des moments de flexion des lignes de rupture ..... **83**
**Tableau VI15** section d'armatures du voile périphérique ..... **84**
**Tableau VI.16**Vérification des contraintes à l'ELS ..... **84**
**Tableau VI.17**. Ferraillage longitudinal des longrines ..... **85**
**Tableau VI.18**Vérification de contrainte à L'ELS des longrines ..... **85**
**Tableau VI.19**: Calcul des armatures transversales des longrines ..... **85**

# LISTE DES FIGURES :

## CHAPITRE II

**Figure II.1**.Coupe du plancher à corps creux.....**6**
**Figure II.2**.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....**11**
**Figure II.3**.Dimensions à respecter par les poutres.....**13**
**Figure II.4**. vue en 3Dduvoile.....**13**

## CHAPITRE III

**Figure III.1.** Acrotère (dimensions et charges exercées).....**14**
**Figure III.2.** Section de béton armé dans l'acrotère.....**15**
**Figure. III-3**: Ferraillage de l'acrotère.....**17**
**Figure.III.4** : Disposition des armatures de la dalle de compression.....**18**
**Figure. III.5**. Poutrelle avant coulage.....**19**
**Figure. III.6**. les types des poutrelles.....**20**
**Figure. III.7 :** Diagramme des poutrelles à l'état limite de ultime.....**21**
**Figure. III.8 :**Diagramme des poutrelles à l'état limite de Service.....**22**
**Figure. III.9:**Effort tranchant l'état limite de ultime.....**22**
**Figure. III.10**. les types des poutrelles.....**22**
**Figure. III.11 :** Diagramme des poutrelles à l'état limite de ultime.....**23**
**Figure. III.12 :**Diagramme des poutrelles à l'état limite de Service.....**24**
**Figure. III.13 :**Effort tranchant l'état limite de ultime.....**24**
**Figure III.14**. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.....**25**
**Figure III.15**. Ferraillage des poutrelles.....**27**
**Figure III.16.** Schéma statique d'un volée d'escalier.....**27**
**Figure III.17**. Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....**28**

**Figure III.18.** Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.....**29**
**Figure III.19.** Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.....**29**
**Figure III.20.** Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.....**29**
**Figure.III.21** Schéma statique de La poutre palière à l'ELU.....**32**
**Figure.III.22** Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U.....**32**
**Figure.III.23** Diagramme des efforts 1tranchant dans poutre paliere à l'ELU.....**32**
**Figure.III.24**Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S.....**32**
**Figure.III.25**. Les lignes de rupture.....**34**
**Figure.III.26.** Les lignes de rupture.....**36**

## CHAPITRE IV

**Figure IV.1** : disposition des voiles (vue en plan)..... **41**
**Figure IV.2**Mode1(translation suivant X)..... **46**
**Figure IV.3** Mode2(translation suivant Y)..... **47**
**Figure IV.4** Mode3(rotation auteur de Z)..... **47**

## CHAPITRE V

**Figure V.1** Dessin de ferraillage des poutres principales..... **59**
**Figure V.2** Dessin de ferraillage des poutres secondaires..... **60**
**Figure V.3** Dessin de ferraillage des Poteaux..... **64**

## CHAPITRE VI

**Figure VI.1 :** Les bulbes de pression sous la semelle..... **75**
**Figure VI.2 :** chevauchement des bulbes de pression sous la semelle..... **76**
**Figure VI.3.** Les dimensions final dessemelles filantes..... **79**
**Figure VI.4** Schéma statique du voile périphérique..... **82**
**Figure VI.5**: Les lignes de rupture..... **83**
**Figure VI.6** :Ferraillage de la longrine ……..**86**

# *NOTATION*

## ❖ 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.

Ie : 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.

NU : Effort normal ultime.

TU : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

### ❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : 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.

Σ : 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

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

# *Introduction générale :*

*Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.*

*Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude « BELHAGE.S ».*

*La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.*

*Le thème à traiter est l'étude d'un* bâtiment *en Entre –sol+RDC+ 5ètages.*

*Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.*

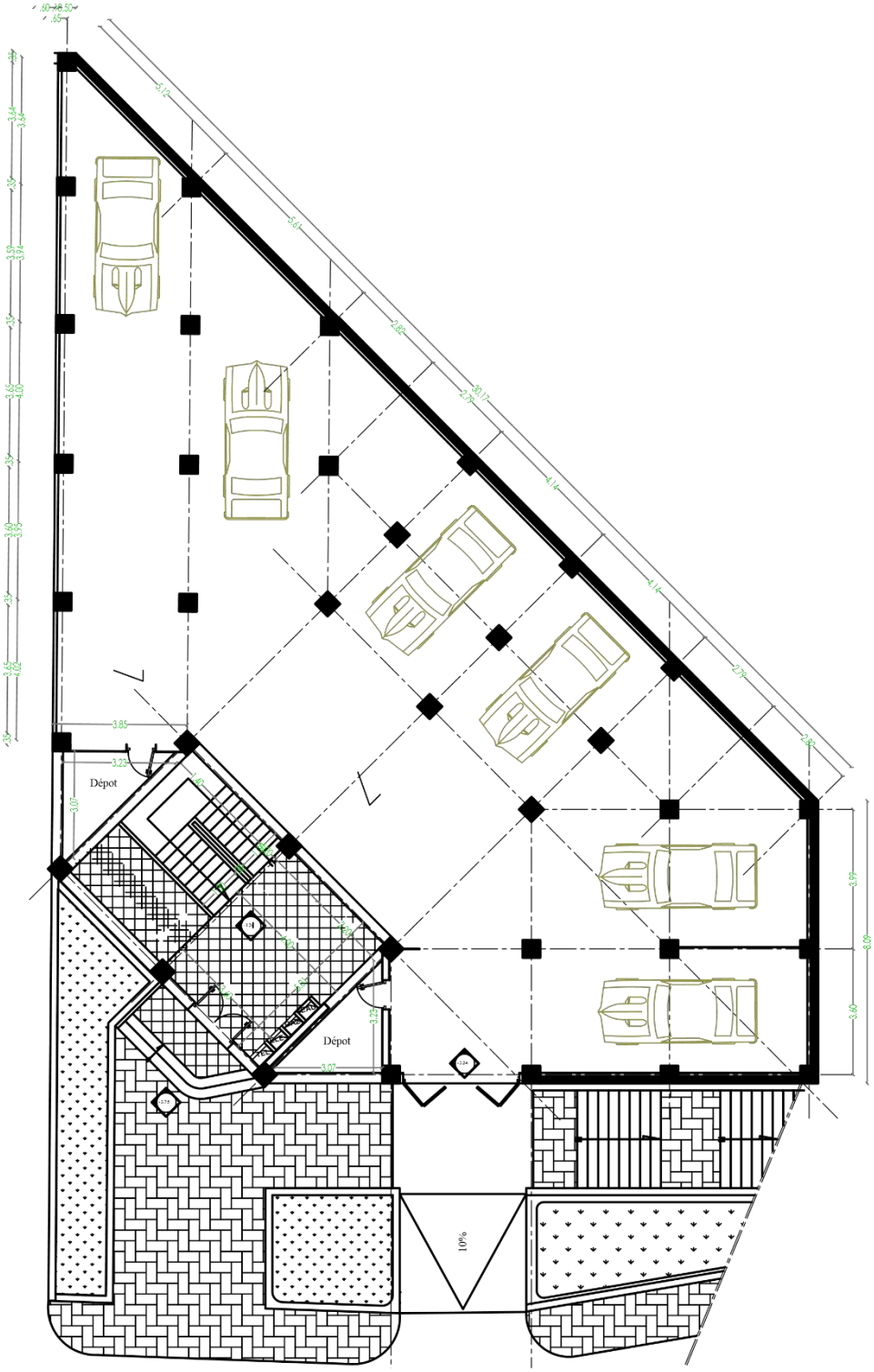
*Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il représentera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.*

*Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :*

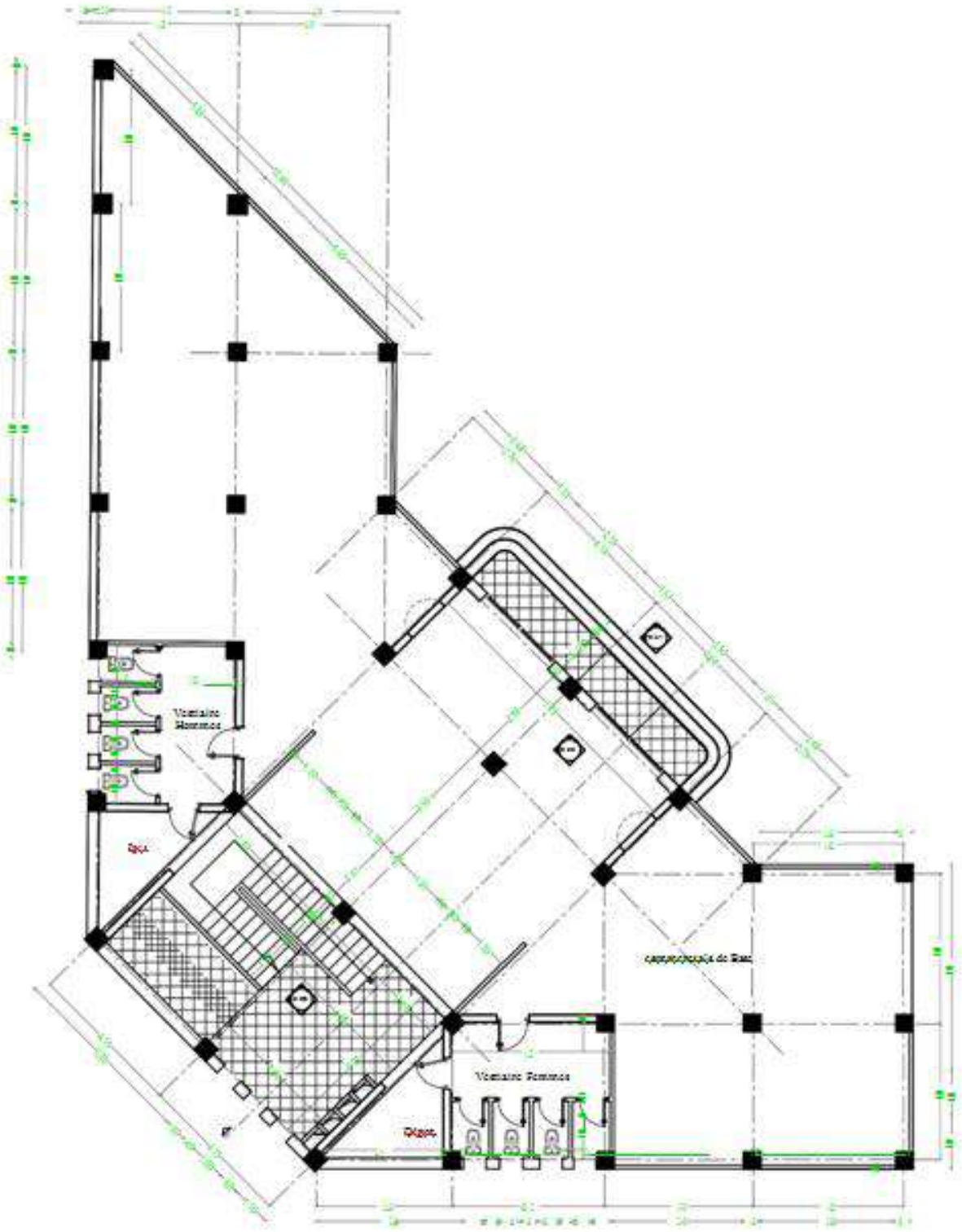
- *Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.*
- *Pré dimensionnement des éléments structuraux.*
- *Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère,…).*
- *Etude dynamique, on a opté pour le logiciel SAP2000 V20.2 comme outil de conception.*
- *Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.*
- *Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.*
- *Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.*

# CHAPITRE I

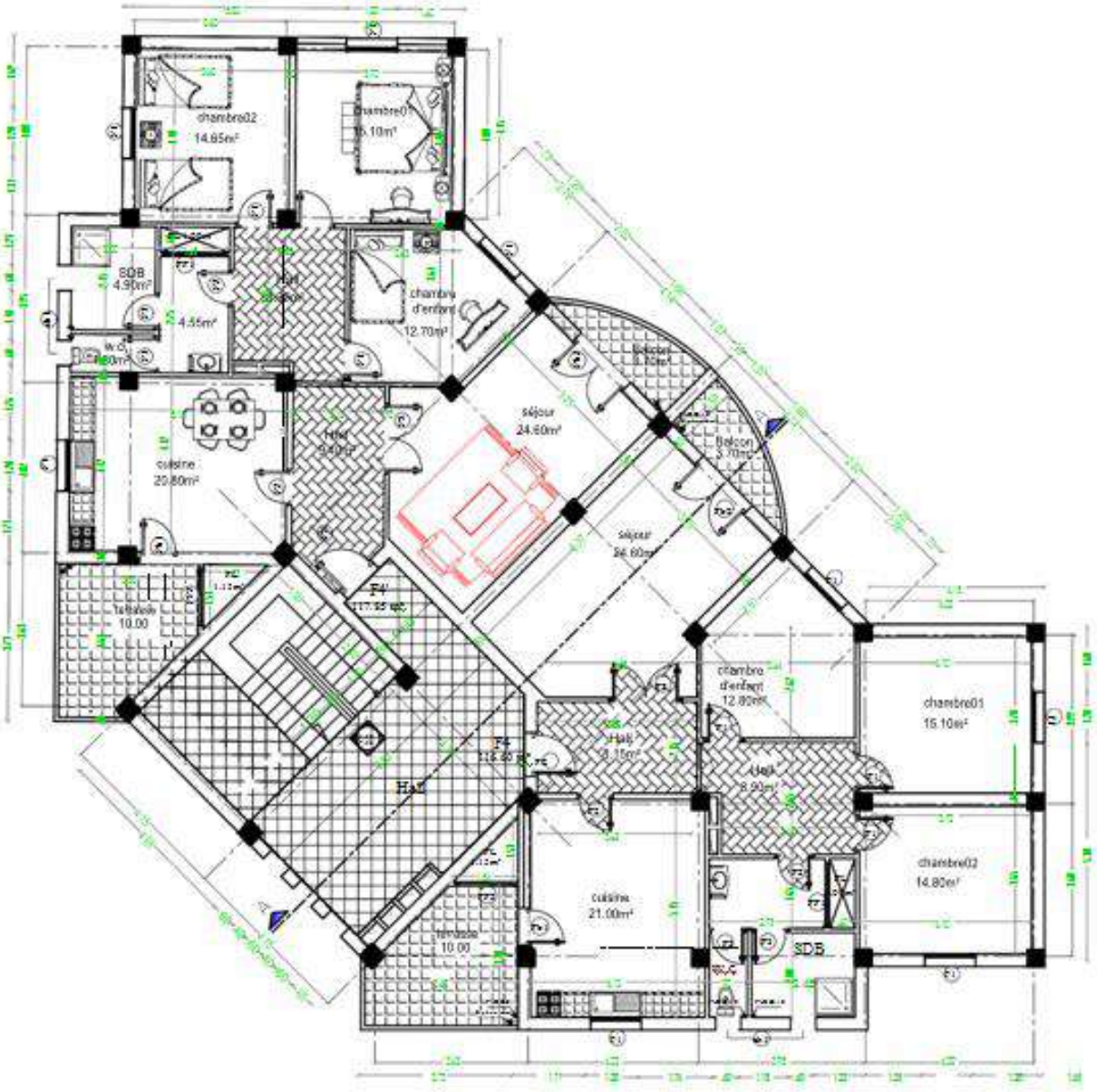
## PRESENTATION DE L'OUVRAGE



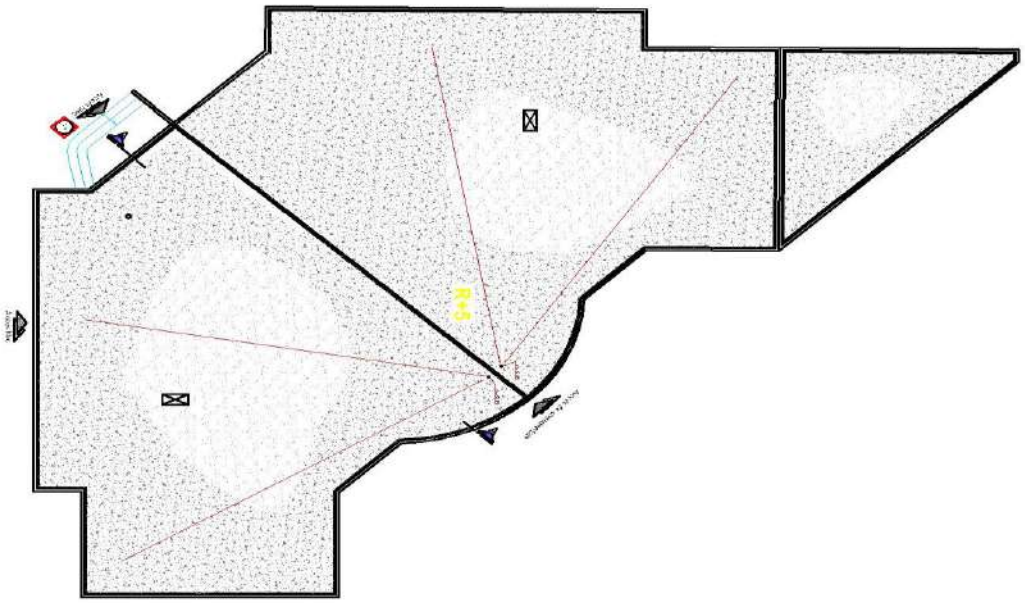

**VUE EN PLAN : ENTRE SOL**




**VUE EN PLAN : RDC**



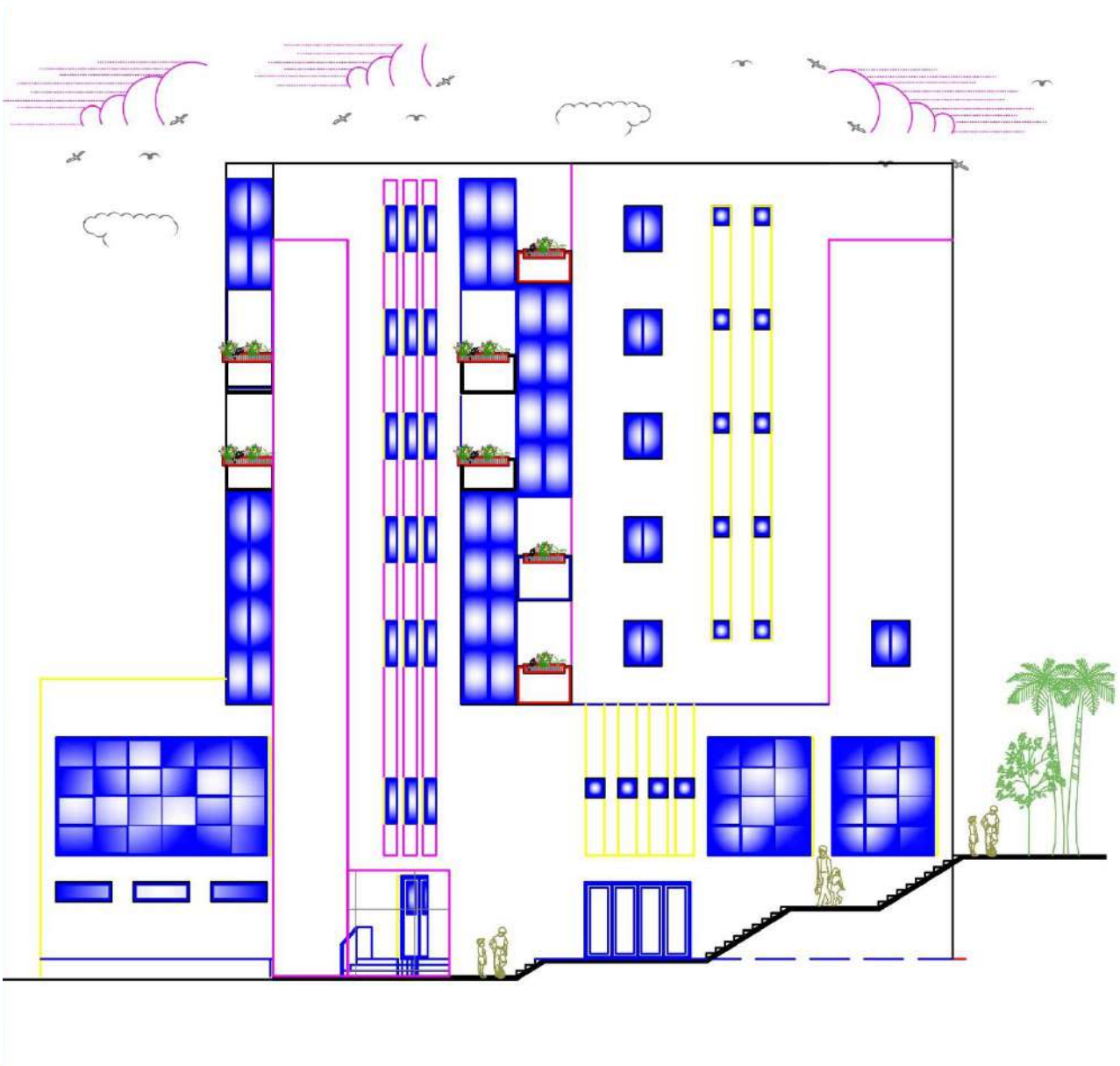

**VUE EN PLAN : ETAGE COURANT**



**VUE EN PLAN : TERRASSE**




**COUPE A-A**



**FAÇADE POSTERIEURE**



**FAÇADE PRINCIPALE**

## I.1. Introduction:

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

## I.2. Destination et situation :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales RCAD ingneering consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage multiple (habitation avec parking et locaux de commerces). Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : entre sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + cinq étages. Il est implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99[1].

## I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

### I.3.1. Dimensions en plan :

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan :

Longueur totale du bâtiment : 29.55 m

Largeur totale du bâtiment : 22.90 m

### I.3.2. Dimensions en élévation :

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

Hauteur d'entre -sol (parking) :3.24 m

Hauteur de RDC (usage commercial) :4.32 m

Hauteur des étages courants (habitation):3.24 m

Hauteur totale du bâtiment : 23.76 m

## I.4. Conception de la structure :

### I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 17m, alors leRPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

### I.4.2. Planchers :

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine .Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

### I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

### I.4.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

### I.4.5. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

## I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

### I.5.1. Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction .Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse .

### I.5.2. Ciment :

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire .En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé CEM [I]au lieu d'artificiel CEM[II]pour minimiser le dégagement de $CO_2$ dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

### I.5.3. Granulats :

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

### I.5.4. Béton armé :

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

#### I.5.4.1. Résistance du béton :

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

**a) Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge ($f_{c28}$). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres ($\phi$ = 16cm et H = 32cm) en béton .Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

Pour : $f_{c28} \leq 40\ MPa$ (I.1) $F_{cj} = \dfrac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28}$

Pour : $f_{c28} > 40\ MPa$ (I.2) $F_{cj} = \dfrac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28}$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " $f_{tj}$ " pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de $f_{tj}$ est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ avec : $f_{cj}$ et $f_{tj}$ en [MPa] (I.3)

### I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) :

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \quad (I.4)$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple(Flambement transversal " $\Delta_a$ " raccourcissement longitudinal " $\Delta_l$ ").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

### I.5.4.3. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané ($E_{ij}$) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \quad (I.5)$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton ($E_{vj}$)est pris égal à :[2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{soit :} \quad E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3} MPa \quad (I.6)$$

## I.5.5. Acier :

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

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

| Nature | Utilisation | Nuance | Diamètre (mm) |
|---|---|---|---|
| Rond lisse (RL) | Armatures transversales | Fe 235 | $\phi 6 et \phi 8$ |
| Barre à haute adhérence (HA) | Armatures longitudinales | Fe 400 | $HA \geq 8$ |
| Treillis soudé | Table de compression | TLE 520 | $0 \leq \phi \leq 6$ |

Expérimentalement, le règlement CBA93[2]prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

## I.6.Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

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

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28}$ = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28}$= 2.1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj}$ = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij}$ = 32456.6MPa.

Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : HA *« fe*= 400*MPa »*
- .sversales : RL *«fe*=235*MPa»*(si nécessaire on adoptera HA8)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe*= 500*MPa »*

# CHAPITRE II

## PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but ‘’le pré calcul ‘’des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99(version 2003). Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

## II.2. Prèdimensionnement :

### II.2.1. Prédimensionnement des plancher :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d’isolation a coustique et la sécurité d’incendie.

#### II.2.1.1.Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux(Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$

Avec:

$h_t$: L’épaisseur du plancher.

$L_{max}$: la longueur maximale de poutrelle (L = 415 cm).

$\frac{415}{25} \leq h_t \leq \frac{415}{20}$

16cm≤$h_t$≤20cm

On adopter**:** $h_t$ =20 cm .

$h_t$ = d+e .

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒$h_t$ = 16+4 cm.

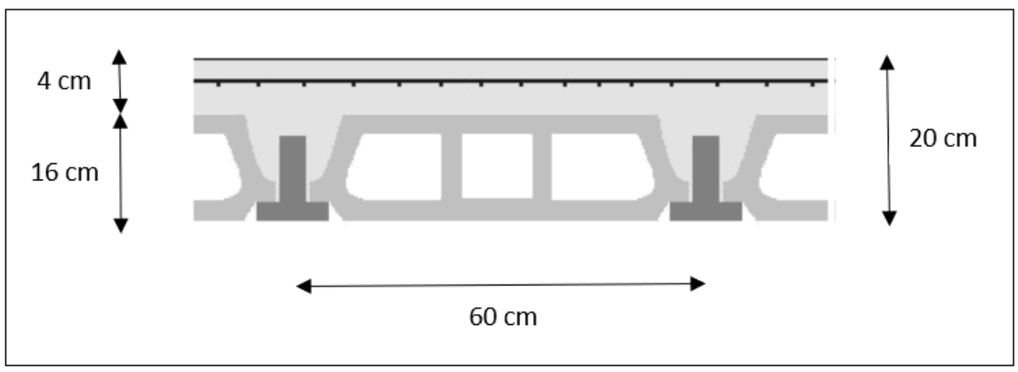



**Figure II.1**.Coupe du plancher à corps creux.

#### II.2.1.2.Les dalles pleines :

### II.2.2. Planchers dalles pleines :

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l’épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois et deux appuis

**a) Critère de résistance :**

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L =4.15 m.

$$\frac{415}{35} \leq e \leq \frac{415}{30} \Rightarrow 11.85\,cm \leq e \leq 13.83cm$$

**b) Sécurité contre l'incendie :**

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

e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit :e = 15 cm.

### II.2.2.Prédmensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

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

$0{,}3h \leq e \leq 0{,}7h$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre .

**Tableau II.1**: Pré dimensionnement des poutres.

| | Poutres principales | Poutres secondaires |
|---|---|---|
| Conditions de résistance | L= 560 cm<br>⇒ 37.33cm ≤ h ≤56cm<br>On adopte : **h = 45cm**<br>⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm<br>On adopte : **b=30cm** | L= 415 cm<br>⇒ 27.66cm ≤ h ≤ 41.5cm<br>On adopte : **h=35cm**<br>⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 29.05cm<br>On adopte : **b=30cm** |
| Vérification selon le RPA 99 (version 2003) | b = 30cm ≥ 20cm<br>h = 45cm ≥ 30cm<br>h/b = 1.50 ≤ 4.0<br>**Conditions vérifiées** | b = 30cm ≥ 20cm<br>h = 35cm ≥ 30cm<br>h/b = 1.17 ≤ 4.0<br>**Conditions vérifiées** |

**Conclusion :**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

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

### II.3.1. Plancher corps creux :

#### II.3.1.1.Plancher terrasse :

**Tableau II.2**: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m³) | Poids surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravillon roulé 8/15 | 0.05 | 20 | 1.00 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0 .02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Papier Kraft | / | / | 0.05 |
| 4 | Forme de pente | 0.15 | 22 | 3.30 |
| 5 | Film polyane | / | / | 0.01 |
| 6 | Plaque de liège | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 7 | Pare vapeur | / | / | 0 .06 |
| 8 | Plancher corps creux (16+4) | 0.20 | / | 2.80 |
| 9 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| TOTAL | | | | 7.86 |

**II.3.1.2.Plancher courant :**

**Tableau II.3**:Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m³) | Poids surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | / | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher corps creux (16+4) | 0.20 | / | 2.80 |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 6 | Cloison simple | 0.10 | / | 1.62 |
| TOTAL | | | | 6.12 |

**II.3.2. Maçonnerie :**

**II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) :**

**Tableau II.4**:Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (kn/m$^3$) | Poids surfaciques (kn/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 2 x 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.90 |
| | | | G | 1.62 |

### II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) :

**Tableau II.5**:Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques ($kn/m^3$) | Poids surfaciques ($kn/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 2 x 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 2 x 0.90 |
| 3 | Lame d'aire | 0.10 | - | - |
| | | | G | 2.52 |

### II.3.3. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1 kn/m²
- Etage courant ( habitation): Q=1,5 kn/m²
- Entre sol ( Parking) : Q=2,5 kn/m²
- RDC(Usage commercial) :Q=5 kn /m²

## II.4.Prédmensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu).

### II.4.1.Les dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux présenter sur (Tableau II.6)

**Tableau II.6**:Prédimensionnement des poteaux**.**

| Niveau d'étage | Entre-sol | RDC | 1er | 2éme | 3éme | 4éme | 5éme |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dimension (b*h) | 50x50 | 50x50 | 45x45 | 45x45 | 40x40 | 40x40 | 40x40 |

Ces dimensions doit satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1],voir le Tableau II.5 :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés)**:**

- Min (b1, h1) ≥ 30 cm. (Zone III)
- Min (b1, h1) ≥ $\frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$

**Tableau II.7** :Vérification du coffrage des poteaux**.**

| Niveau | $b_1 * h_1$ | $\frac{h_e}{20}$ | Min (b1, h1) ≥ 30 cm | Min (b1, h1)$\geq\frac{he}{20}$ | $\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 5émé,4éme ,3éme | 40x40 | 16.20 | Condition vérifier | | |
| 2éme,1er | 45x45 | 16.20 | | | |
| RDC, Entre-sol | 50x50 | 21.6 | | | |

**II.4.2.Etapes de prédimensionnement :**

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$du poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9\ .\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

$B_r$ : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & Si\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & Si\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ , $l_f = 0.7 l_0$ , $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

$l_0$ : longueur du poteau

$l_f$: longueur de flambement.

$f_{c28}$=25 MPa ;$f_e$=400 MPa ; Situation durable : ($\gamma_b$=1.5 ; $\gamma_s$=1.15).

**II.4.2.1.Choix du poteau le plus sollicité :** Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

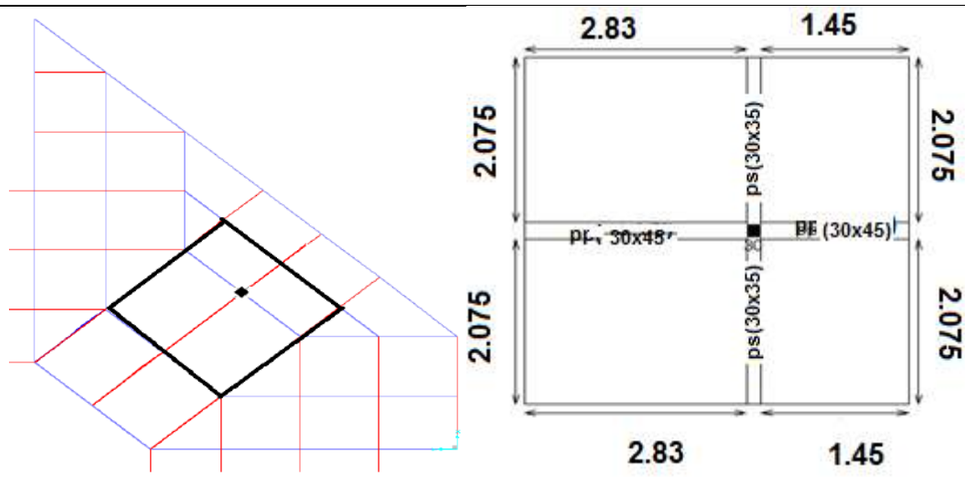



**Figure II.2**.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

**II.4.2.2.Calcul de La surface reprise par le poteau :**

$S_{totale} = (2.075 + 2.075) * (1.455 + 2.83) \Rightarrow S_{totale} = 17.78m^2$

$S_{plancher} = (2.075 + 2.075 - 0.3) * (1.455 + 2.83 - 0.3) \Rightarrow S_{plancher} = 15.34\ m^2$

$S_{totale}$: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$ : Surface du plancher seulement.

**II.4.2.3.Détermination des charges permanente(Descente des charges) :**

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$ .
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b× h × L× poids volumique du béton armé.
- $G_{poteau}$= b × h × $h_e$× poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kn/$m^3$.

**II.4.2.4.Détermination de sur charges d'exploitation :**

**Tableau II.8**: les charges permanentes.

| *Niveau* | $G_{plancher}(kN)$ | $G_{pp}(kN)$ | $G_{ps}(kN)$ | $G_{ptx}(kN)$ | $G_{niveau}(kN)$ | $G_{cumulée}(kN)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *5éme* | 120.572 | 14.462 | 10.893 | 12.96 | 158.88 | 158.88 |
| *4éme* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 12.96 | 132.19 | 291.08 |
| *3éme* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 12.96 | 132.19 | 423.28 |
| *2éme* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 16.402 | 135.63 | 558.91 |
| *1ier* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 16.402 | 135.63 | 694.55 |
| *RDC* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 27 | 146.23 | 840.79 |
| *Entre-sol* | 93.880 | 14.462 | 10.893 | 20.25 | 139.48 | 980.28 |

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

- Pour la 5ème étage ( terrasse) : $Q_0$
- Pour le 4ème étage: $Q_0 + Q_1$
- Pour le 3ème étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

- Pour le 2ème étage: $Q_0$+0.90 ($Q_1$+$Q_2$+$Q_3$)
- Pour le 1er èтage: $Q_0$+0.85 ($Q_1$+$Q_2$+$Q_3$+$Q_4$)

(Le coefficient$\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour le RDC: $Q_0$+0.80 ($Q_1$+$Q_2$+$Q_3$+$Q_4$+$Q_5$)
- Pour le entre-Sol : $Q_0$+0.75 ($Q_1$+$Q_2$+$Q_3$+$Q_4$+$Q_5$+$Q_6$)

**Tableau II.9**: les sur charges d'exploitation

| Niveau | Q (kN) | 3+n/2n | $\mathbf{Q_{cumulée}(kN)}$ |
|---|---|---|---|
| 5éme | 17.78 | - | 17.78 |
| 4éme | 26.67 | 1 | 44.45 |
| 3éme | 26.67 | 0.95 | 68.45 |
| 2éme | 26.67 | 0.9 | 89.78 |
| 1ier | 26.67 | 0.85 | 108.45 |
| RDC | 88.9 | 0.8 | 174.24 |
| Entre-sol | 44.45 | 0.75 | 197.80 |

.

**II.4.2.5.Vérification de la capacité portante :**

**Tableau. II.10** : Vérifications du$1.1N_{ultime}$et $N_U$.

| Niveau | B(mm²) | G (kN) | Q (kN) | $N_u$ (kN) | Nu* (kN) | $\bar{N}$ (kN) | Nu* ≤ $\bar{N}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5éme | 400x400 | 158.88 | 17.78 | 241.16 | 265.28 | 2182.78 | CV |
| 4éme | 400x400 | 291.08 | 44.45 | 459.63 | 505.60 | 2182.78 | CV |
| 3éme | 400x400 | 423.28 | 68.45 | 674.10 | 741.51 | 2182.78 | CV |
| 2éme | 450x450 | 558.92 | 89.78 | 889.22 | 978.14 | 2829.51 | CV |
| 1ier | 450x450 | 694.55 | 108.45 | 1100.34 | 1210.37 | 2829.51 | CV |
| RDC | 500x500 | 840.79 | 174.24 | 1396.43 | 1536.08 | 3453.11 | CV |
| Entre - sol | 500x500 | 980.28 | 197.80 | 1620.08 | 1782.09 | 3557.18 | CV |

L'effort normal ($N_{ultime}$)doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive .On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.10 :

- $N_{ultime}$ = 1,35G +1,5Q
- $N_U$ = 1,1$N_{ultime}$
- **II.4.2.6. Vérification aux zones nodales :**

Tableau II.11.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.3:

**Tableau II.11**.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

| Niveau | $b_{max}$(cm) | $h_1$(cm) | $b_1$(cm) | $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ | d (cm) | $Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$ | $d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5éme,4éme ,3ème | 30 | 40 | 40 | CV | 5 | 20 | CV |
| 2éme, 1ier. | 30 | 45 | 45 | CV | 7.5 | 22.5 | CV |
| RDC, ES | 30 | 50 | 50 | CV | 10 | 25 | CV |

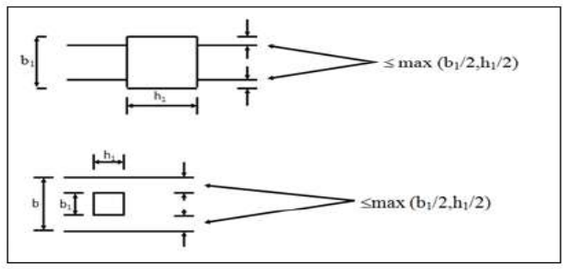



**Figure II.3**.Dimensions à respecter par les poutres.

**Conclusion :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux (efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003).

**II.5.Predimensionnement des voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99,ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1.Un élément est considéré comme voile seulementdans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

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

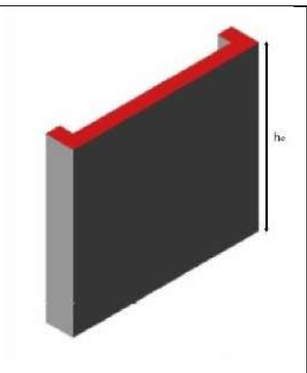
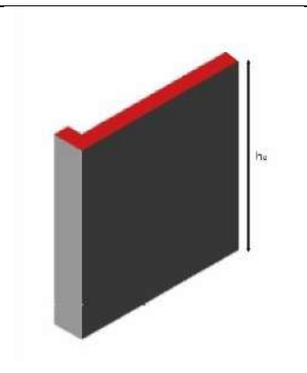
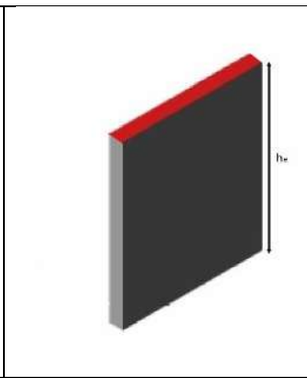
| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| $a \geq \frac{he}{25}$ | $a \geq \frac{he}{22}$ | $a \geq \frac{he}{20}$ |
| $h_e = h_{\text{étage}} - h_{Ps}$ | L≥4.a | |

**Figure II.4**. *vue en 3D du voile*

- Pour RDC ($h_e$=4.32m) :

$$a \geq Max\left[15cm; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm; \frac{(432-35)}{22} = 18.04cm\right]$$

- Pour c ($h_e$=3.24m) :

$$a \geq Max\left[15cm; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm; \frac{(324-35)}{22} = 13.13cm\right]$$

**Conclusion :**

On adopte une épaisseur de 20cm pour les voiles.

# CHAPITRE III

## CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

## III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifies sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

## III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades. Elle est considérée comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

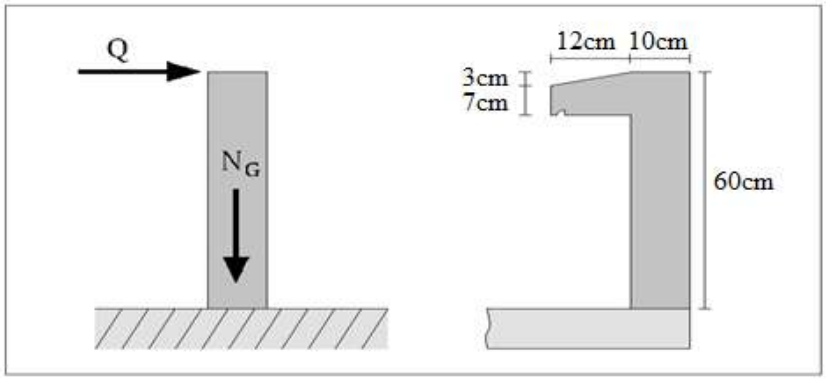



**Figure III.1.** Acrotère (dimensions et charges exercées)

### III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

**Tableau III.1.** Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

| | |
|---|---|
| Charge permanentes | G=2.43 kn/ml |
| Charge d'exploitation | Q=1 kn/ml |

### III.1.3. Détermination des efforts :

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

| | ELU | ELS |
|---|---|---|
| Effort normal | $N_u = 1.35G = 3.28\ kN$ | $N_u = G = 2.43\ kN$ |
| Moment d'encastrement | $M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$ | $M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$ |
| Effort tranchant | $T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$ | $T_{ser} = Q = 1\ kN$ |

### III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

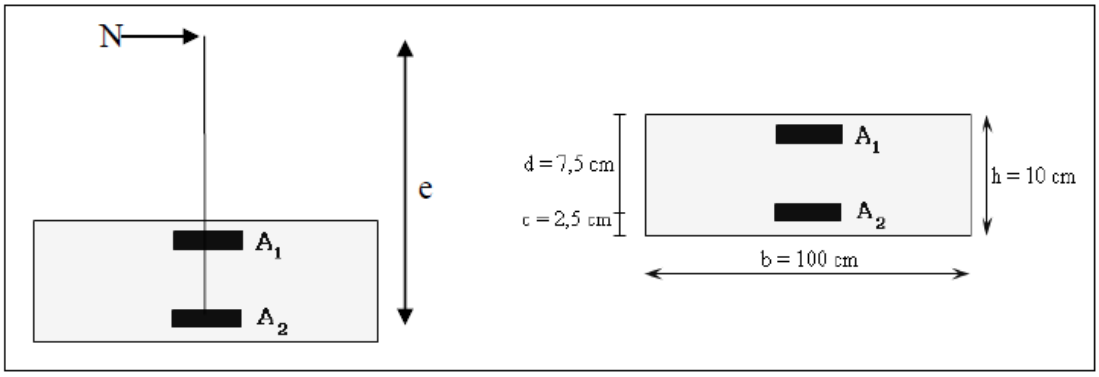



**Figure III.2.** Section de béton armé dans l'acrotère

$$A_{s1} = 4.6cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.6cm^2$$

**Armatures choisit :** $A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$

**Espacement :**

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

**Calcul des armatures de répartition :**

$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.55}{4} = 1.375\ cm^2$ On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01 cm^2$

**Espacement:**

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ \text{cm} \leq S_{min} = \text{Min}[\ 4h\ ;\ 45\text{cm}\ ] = 40\text{cm} \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 17$ cm.

**III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = \text{Min}[255.05\ \text{MPa}; 266.66\ \text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.3\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s = 2.6\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s' = 2.2\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

**III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

On doit vérifier cette condition : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = \text{MIn}\ [\ 2.5\text{MPa}\ ;\ 4\text{MPa}\ ] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5\text{MPa}$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000 * (0.9 * 100)} = 0.016\text{MPa}$$

$$\tau = 0.016\ \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = \text{Min}[255.05\ \text{MPa}; 266.66\ \text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.3\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s = 2.6\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s' = 2.2\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

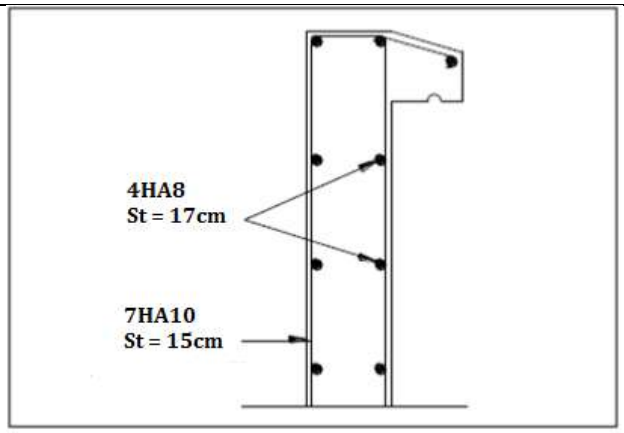



**Fig. III-3**: Ferraillage de l'acrotère

## III.2. Les Plancher :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait sous l'action des charges verticales ; pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

### III.2.1.La dalle de compression :

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

D'après l'article [B.6.8.4.2.3], le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×25) $cm^2$

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

$F_e$ : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

- Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage de (20x 25)cm.

$A_{t1}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\,\emptyset\,5 = 0.98\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de 20cm.}$$

$$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0.78\text{cm}^2 \text{avec un éspacement de 25cm.}$$

La Disposition des armatures de la dalle de compression représenter sur la Figure.III.2 :

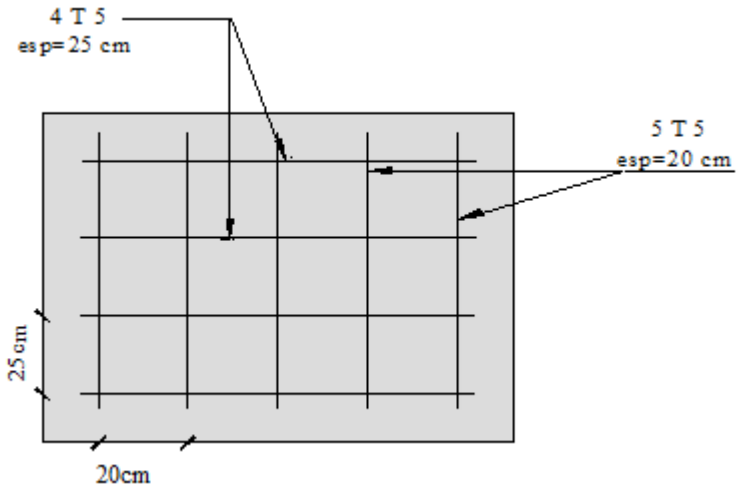



**Figure.III.4** : Disposition des armatures de la dalle de compression.

**III.2.2.Les poutrelles** :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

**III.2.2.1.Avant coulage :**

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

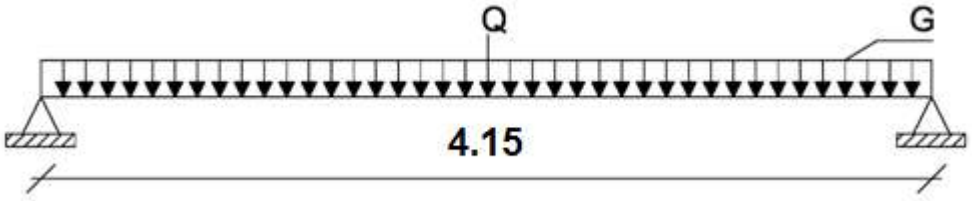



**Fig. III.5**. Poutrelle avant coulage

**a) Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :**

$$G = (0.12 \times 0.04 \times 25) + (0.60 \times 1) = 0.72 \text{ kN/ml}$$

$Q = \text{Max}[1\text{kN} ; 0.5L = 2.425] = 2.425$ kN/ml

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$M_G = 2.11\text{kN.m}$ , $M_Q = 2.94\text{kN.m}$ $\Rightarrow$ $M_u = 7.26\text{kN.m}$

$\mu = 10.65 \gg \mu_l = 0.372 A' \neq 0$

**b) Calcul des étaiements :**

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.1)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

**Tableau.III.3**.Détermination du nombre d'étaiements.

| Etaiements | G (kN/ml) | Q (kN) | $F_{C28}$ (MPA) | E (MPA) | L (m) | I ($m^4$) | f (mm) | $\bar{f}$ (mm) | $f \leq \bar{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0.72 | 2.075 | 25 | 32164.195 | 4.15 | $6.4\times10^{-7}$ | 144.46 | 8.3 | NON |
| 1 | 0.72 | 1.0375 | 25 | 32164.195 | 2.07 | $6.4\times10^{-7}$ | 9.02 | 4.15 | NON |
| 2 | 0.72 | 1 | 25 | 32164.195 | 1.38 | $6.4\times10^{-7}$ | 1.78 | 2.76 | OUI |

**Conclusion :** On place chaque distance de1.40 m un étaiement

### III.2.2.2.Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**Tableau.III.4**. Combinaison des charges de poutrelle.

| | G(kN/m²) | Q (kN /m²) | $P_u$ (kN/m) | $P_{ser}$ (kN/m) |
|---|---|---|---|---|
| Plancher RDC | 6.12× 0.60 =3.672 | 5 × 0.60 =3 | 9.457 | 6.672 |
| Plancher courant | 6.12× 0.60=3.672 | 1.5×0.60=0.9 | 6.307 | 4.572 |

a) : Moment de flexion à ELU de RDC o na 4 types :

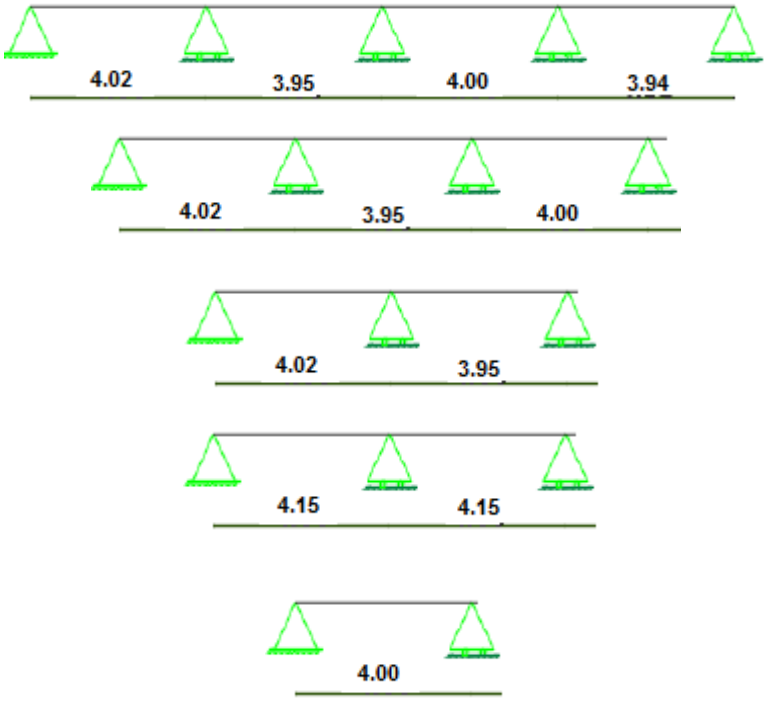



**Fig. III.6**. les types des poutrelles

on prend les plus sollicitès :

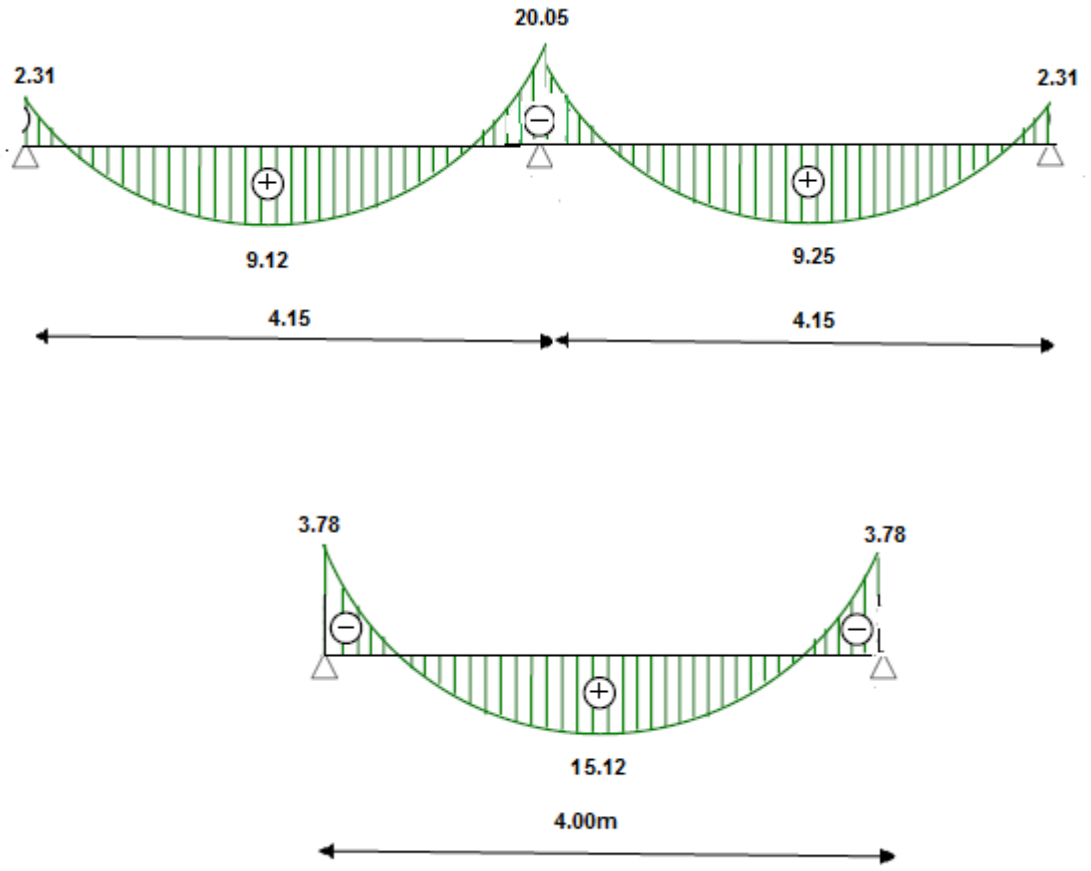
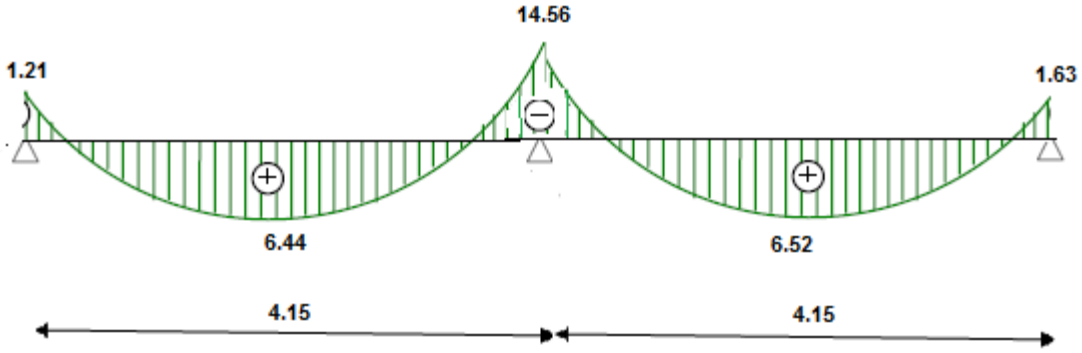



**Fig. III.7 :** Diagramme des poutrelles à l'état limite de ultime.

b)Moment de flexion à ELS de RDC : on prend les plus sollicitès



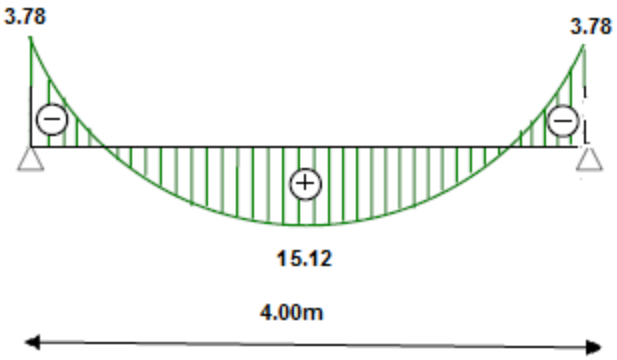



**Fig. III.8 :**Diagramme des poutrelles à l'état limite de Service.

C) Effort tranchant le plus sollicitè :

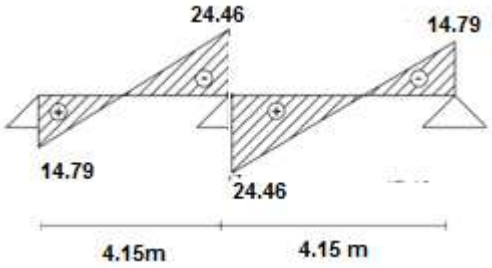



**Fig. III.9:**Effort tranchant l'état limite de ultime.

a)Moment de flexion de l'etage courant: o na 3 types

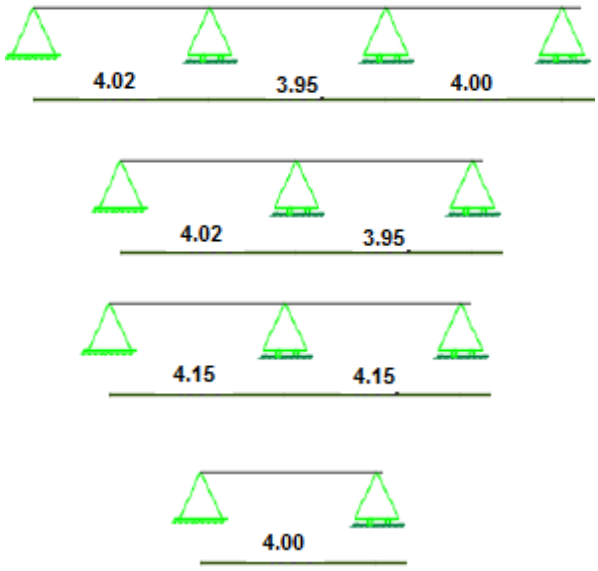



**Fig. III.10**. les types des poutrelles.

on prend les plus sollicitès :

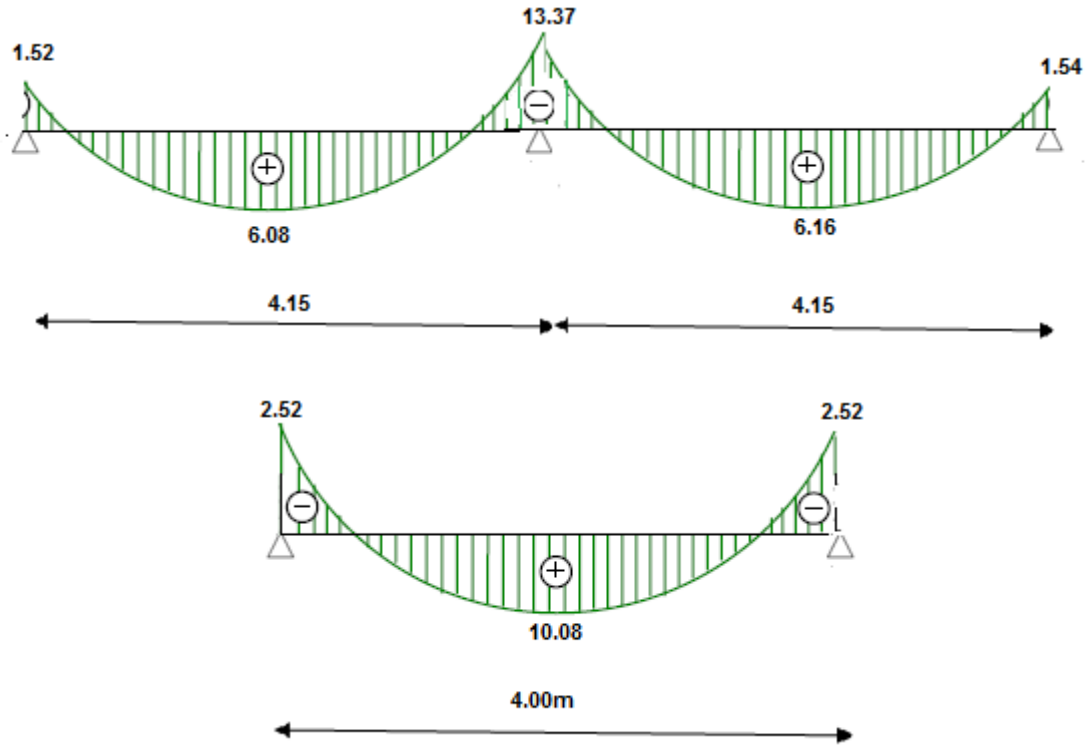
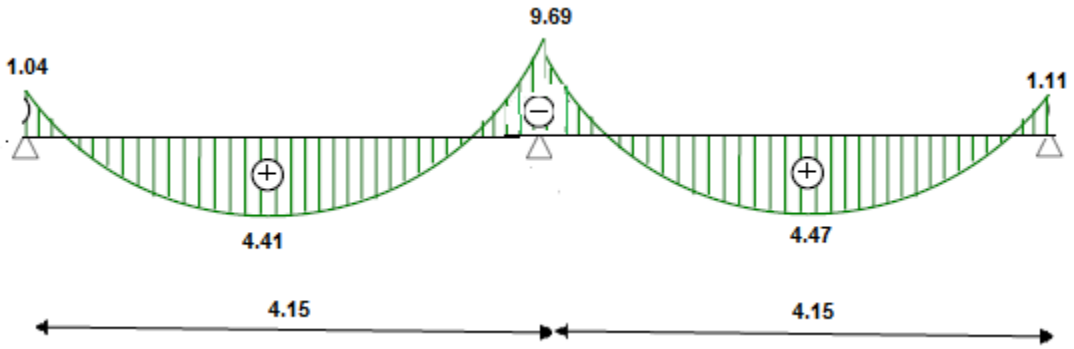



**Fig. III.11 :** Diagramme des poutrelles à l'état limite de ultime.

b)Moment de flexion à ELS :



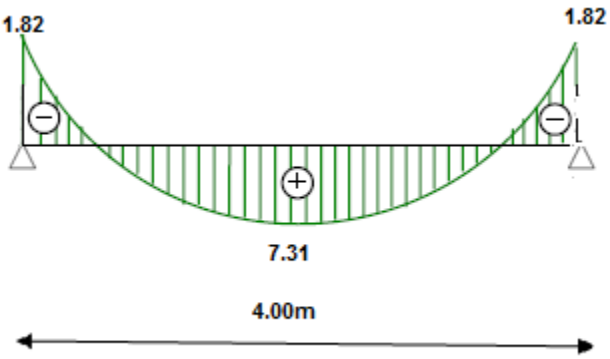



**Fig. III.12 :**Diagramme des poutrelles à l'état limite de Service.

c)Efforts tranchant : le plus sollicitè

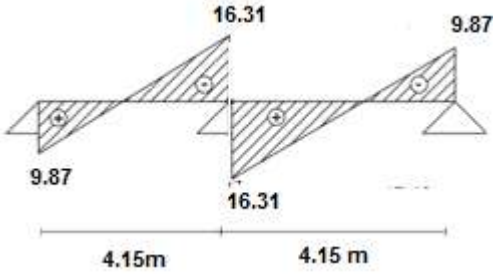



**Fig. III.13 :**Effort tranchant l'état limite de ultime.

**a)Ferraillage des poutrelles :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple.

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en Té.
- Pour les moments aux appuis la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous (Figure III.14):

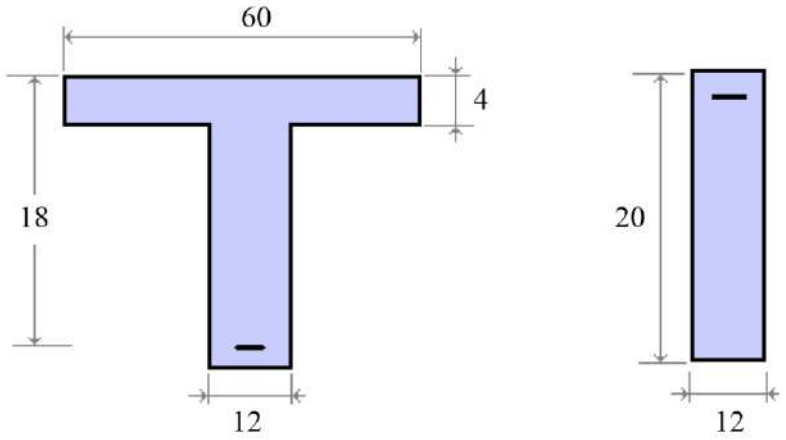



**Figure III.14**. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

**Tableau.III.5**. les moments maximales à l'ELU.

| Poutrelles | RDC | EC |
|---|---|---|
| $M_{t\,max}$ (kN. m) | 15.12 | 10 |
| $M_{a\,max}$ (kN. m) | - 20.08 | - 13.37 |

- Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximales ($M_{terrasse}$) .

**Tableau.III.6**. ferraillage à l'ELU.

| Poutrelles | Section calculée($cm^2$) | | | | | Section choisie($cm^2$) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | travée | | appuis | | | travée | | appuis | |
| | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | $A_{s1}'$ | $A_{s2}'$ | | $A_{s1ch}$ | $A_{s2ch}$ | $A_{s1ch}'$ | $A_{s2ch}'$ |
| RDC | 2.5 | 0 | 1.1 | fe500 | 3.6 | 4HA10 | 1HA10 | 4HA10 | 3HA14 |
| | | | | fe400 | 4.6 | | | | |
| EC | 1.6 | 0 | 0 | fe500 | 2.4 | 3HA10 | 1HA10 | 3HA10 | 3HA10 |
| | | | | fe400 | 3 | | | | |

- **III.2.2.3Vérification des contraintes à l'ELS (**fissuration est peu nuisible**) :**

G=3,672 kN/ml , Q=3kN/ml

$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 6.672kN$

**Tableau.III.7**. Vérification des contraintes à l'ELS.

| poutrelle | sollicitation à l'ELS | | contraintes | | contraintes admissible | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | travée | appuis | travée | appuis | | |
| | $M_t$ | $M_a$ | $\sigma_b$ | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | |
| | 10.67 | 14.15 | 4.7 | 13.4 | 15 | OUI |

- **III.2.2.4Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

**Tableau.III.8.** Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

| h | b | $T_u$(kN) | $\tau_u$(MPa) | $\overline{\tau_u}$(MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 8 | 24.46 | 1.70 | 3.33 | OUI |

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.2}{4.15} = 0.048 \geq \frac{10.75}{15 \times 17.91} = 0.040 \qquad \text{vérifie.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \qquad \text{Non vérifie.}$$

**Tableau III.9.** Vérification de la flèche.

| L (m) | b (cm) | h (cm) | $M_{travé}$ (kN) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | f (mm) | $\bar{f}$ (mm) | $f \leq \bar{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.15 | 8.00 | 20 | 10.67 | 2.36 | 0.79 | 6.5 | 8.3 | OUI |

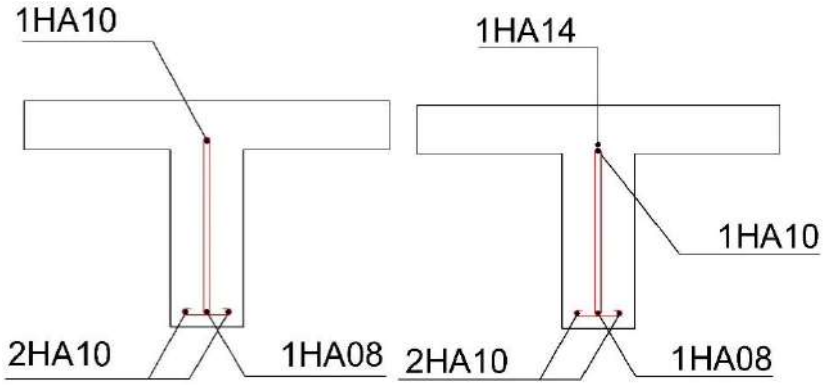
- On ajoute une barre d'aciers à la partie inférieure de la poutrelle :

**Tableau.III.10**. Résultat de ferraillage.

| Poutrelles | Section choisie($cm^2$) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | travée | | appuis | |
| | $A_{s1ch}$ | $A_{s2ch}$ | $A_{s1ch}'$ | $A_{s2ch}'$ |
| | 2HA10+1HA8 | 1HA10 | 2HA10+1HA8 | 1HA14+1HA10 |

**Tableau III.11.** Vérification de la flèche.

| L (m) | b (cm) | h (cm) | $M_{travé}$ (kN) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | f (mm) | $\bar{f}$ (mm) | $f \leq \bar{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.15 | 8.00 | 20 | 7.31 | 2.07 | 0.79 | 7.8 | 9.7 | OUI |




**a)** Ferraillage en travée **b)** Ferraillage en Appuis

**Figure III.15**. Ferraillage des poutrelles **.**

## III.3. L'escalier :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui est une suite de plans horizontaux dispos en gradins afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

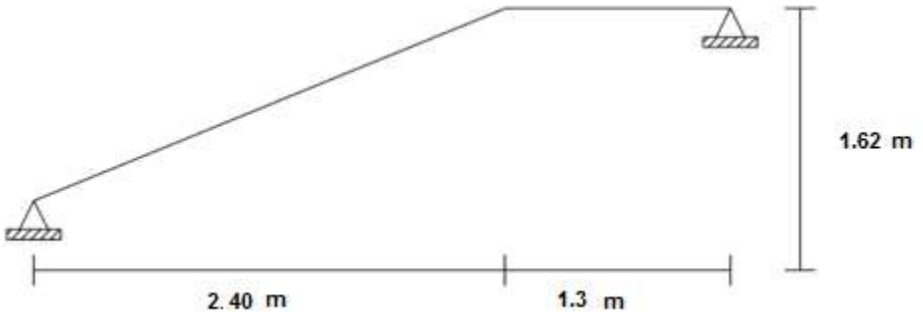



**Figure III.16.** Schéma statique d'un volée d'escalier.

### III.3.1. Dimensionnement :

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé c'est les escaliers à deux volée avec un palier de repos.

**Calcul d'épaisseur de la paillasse :**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_1 + L_2 = \frac{2.40}{\cos(34.01)} + 1.30 \quad \Rightarrow \quad L = 4.20m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 12cm \leq e \leq 14cm$$

On prendra : e =15 cm

### III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

#### III.3.2.1. Charges permanentes :

**Tableau III.12.** Charge permanente du palier de repos.

| N | Composant | Epaisseur | Poids Volumique (kN/m³) | Poids Surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Poids propre du palier | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Total | | | | G=5.45 |

**Tableau III.13.** Charge permanente du paillasse.

| N | Composant | Epaisseur | Poids Volumique (kN/m³) | Poids Surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Poids propre de la paillasse | $0.15/\cos\alpha$ | 25 | 4.36 |
| 5 | Poids des marches | 0.15/2 | 25 | 2.13 |
| 6 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Total | | | | G =8.14 |

### III.3.2.2 Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/ m²

N.B **:** Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur

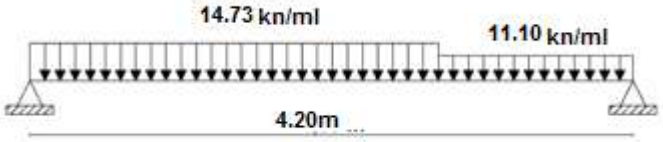



**Figure III.17**. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

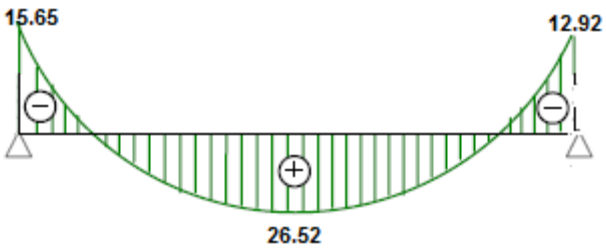



**Figure III.18.** Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU

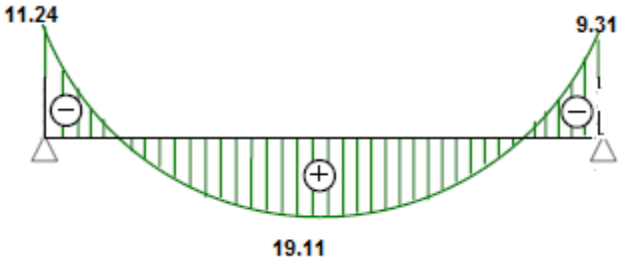



**Figure III.19.** Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

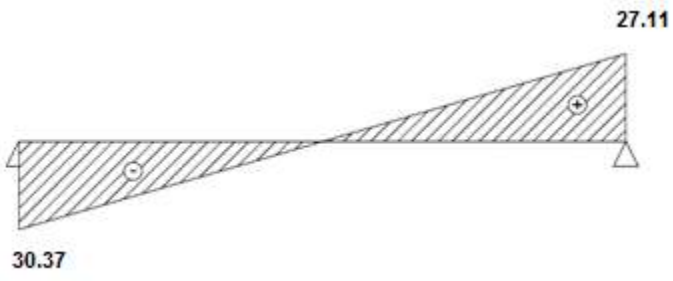



**Figure III.20.** Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU

### a) Ferraillage l'escalier:

➢ **Armatures longitudinales :**

- Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bonde de 1m.

**Tableau III.14**. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

| | $M_{max}$ (kN. m) | $A_{calculée}(cm^2)$ | | $A_{choisie}(cm^2)$ | | $S_t(cm)$ | $\overline{S_t}(cm)$ | $S_t \leq \overline{S_t}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ | / | / | / |
| Travée | 26.52 | 6,5 | 0 | 6HA12 | / | 15 | 33 | OUI |
| Appuis | 15 .6 | 0 | 3,7 | 6HA12 | 6HA12 | 15 | 33 | OUI |

**b)Condition de non fragilité :**

$$\text{On vérifie : } A \geq A_{min} = \frac{0.1B}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } B = (15 \times 100)cm^2$$

$$A_{min} = \frac{B.f_{t28}}{100} = 7.88 \text{ cm} \quad \text{(pour la section comprimée en appuis)}$$

**Tableau III.15.** Vérification de la section d'armatures.

| | $A_{choisie}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{min} \leq A_{choisie}$ |
|---|---|---|---|
| Travée | 6.78 | 1.5 | OUI |
| Appuis | 6.78 | 1.5 | OUI |

- **Armatures de répartition :**

**Tableau III.16**. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

| | $A_{rép} = A/4\ (cm^2)$ | $A_{adoptée}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ | $\overline{S_t}(cm)$ | $S_t \leq \overline{S_t}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 1.69 | 4HA08 | 25 | 33 | OUI |
| En appuis | 1.69 | 4HA08 | 25 | 33 | OUI |

- **III.3.2.3Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau III.17**. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

| | A(cm²) | $M_{ser}$(kN .m) | $\sigma_b$(MPa) | $\overline{\sigma_b}$(MPa) | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 6.78 | 19.11 | 8.3 | 15 | OUI |
| En appuis | 6.78 | 11.24 | 4.9 | 15 | OUI |

**Tab III.18**. Vérification de l'effort tranchant.

| section | T(kN) | τ(MPa) | $\overline{\tau}$(MPa) | $\tau \leq \overline{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|
| 100×15 | 27.11 | 0.22 | 3.33 | OUI |

- **III.3.2.4Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 \geq 0.0625 \qquad \text{NonVérifie}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 \geq \frac{18.42}{10 \times 21.67} = 0.085 \quad \text{Non vérifie.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 12.5} = 5.91 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{Non vérifie}$$

**Tableau III.19**. Vérification de la flèche.

| (m) | **b (cm)** | **h (cm)** | $\mathbf{M_{travée}}$ **(kN)** | $\mathbf{A_{s1}}$ $(\mathbf{cm^2})$ | $\mathbf{A_{s2}}$ $(\mathbf{cm^2})$ | **f (mm)** | $\bar{\mathbf{f}}$ **(mm)** | $\mathbf{f \leq \bar{f}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.20 | 100 | 17 | 19.11 | 6.78 | 0 | 6.9 | 8.4 | OUI |

## III.4. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

### III.4.1. Pré dimensionnement :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ; $0.7h \leq b \leq h$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe CONDITION

h : la hauteur de la poutre. LE

b : la largeur de la poutre.

**Tableau III.20.** Pré dimensionnement de la poutre palière

| Poutre Palière | |
|---|---|
| Conditions de résistance | L = 5.25m<br>$35cm \leq h \leq 52.5cm$ On adopte $h = 40cm$<br>$12cm \leq b \leq 28cm$ On adopte $b = 30cm$ |
| VEREFICATION SELON LE RPA | $b = 30\ cm \geq 20\ cm$<br>$h = 40\ cm \geq 30\ cm$<br>$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4.0$<br>Conditions vérifiées |

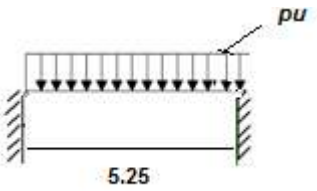



**Figure.III.21** Schéma statique de La poutre palière à l'ELU

Conclusion :Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h)=(30×30)cm²

$P_u = 31.05\ kN/ml$

$\Rightarrow R_A = 81.5\ kN/ml \quad ; \quad R_B = 81.5\ kN/ml$

- $P_{ser} = 22.49\ kN/ml \Rightarrow R_A = 59.03\ kN/ml \quad ; \quad R_B = 59.03\ kN/ml$

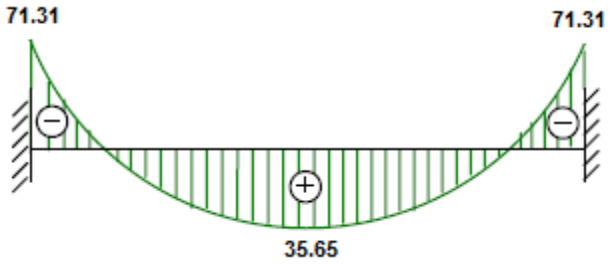



**Figure.III.22** Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U

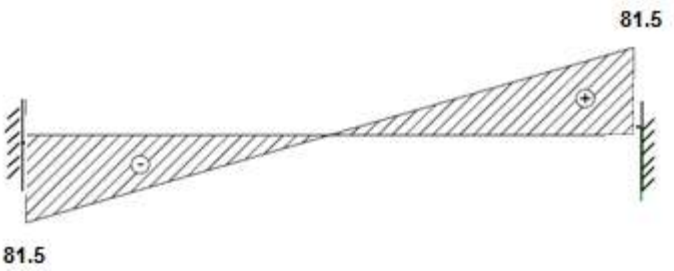



**Figure.III.23** Diagramme des efforts 1tranchant dans poutre palière à l'ELU

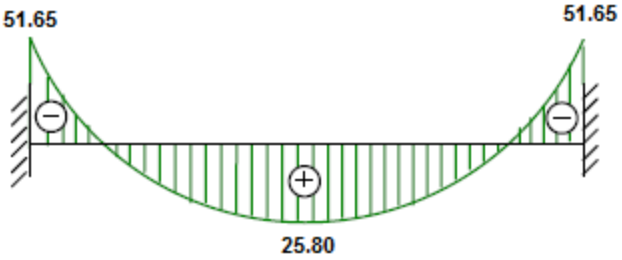



**Figure.III.24**Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S

**III.4.2calcule de ferraillage** :Armatures longitudinale

**Tableau III.21** Armatures longitudinale

| / | $M_{max}$ (kN. m) | $A_{calculée}(cm^2)$ | | $A_{choisie}(cm^2)$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ |
| Travée | 35.65 | 2.8 | 0 | 3HA12 | 3HA12 |
| Appuis | 71.31 | 0 | 5.8 | $3HA12+3_{CH}HA12$ | 3HA12 |

**Tableau III.22.** Vérification a ELS.

| | A(cm²) | $M_{ser}(kN\,.\,m)$ | $\sigma_b(MPa)$ | $\overline{\sigma_b}(MPa)$ | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 3.39 | 25.8 | 5.2 | 15 | CV |
| En appuis | 6.78 | 51.65 | 8 | 15 | CV |

**Tableau III.23** .Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

| Section | T(kN) | $\tau$(kN) | $\bar{\tau}$(kN) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|
| 30X40 | 81.5 | 0.72 | 3.33 | CV |

$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right]$ Dans la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2}$ Dans la zone courante

**Armatures tranversales** :$A_t = 0.003S_t * b$

**Tableau III.24** Armatures transversales .

| ESPACEMENT | | ARMATURE | |
|---|---|---|---|
| ZONE NODALE | ZONE COURENTE | $\emptyset(\mathbf{cm})$ | $\mathbf{A_t(cm^2)}$ |
| 10 | 20 | 0.8 | 4HA8 = 2.01 |

**III.4.3VEREFICATHON DE LA FLECHE :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{5.25} = 0.123 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{5.25} = 0.123 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35.65}{10 * 43.32} = 0.0810 \text{ (cv)}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{30*37.5} = 0.0060 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (CV)$$

## III.4.LES Dalle pleine :

### III.4.1. Dalle pleine de balcon:

#### b) Dalle pleine reposant sur 2 appuis :

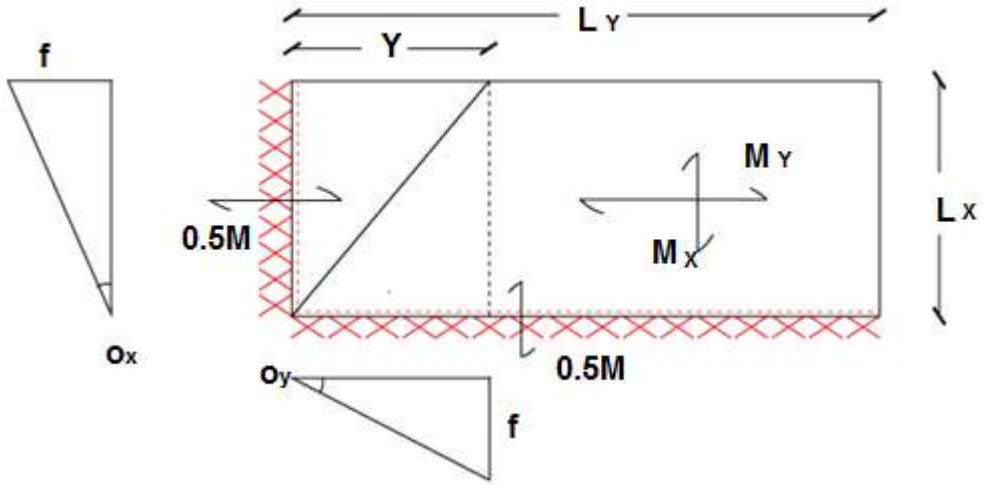



**Figure.III.25**. Les lignes de rupture.

- On applique le Principe de travail virtuelle:Ly=4.15m ,Lx=1.35m

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

$$M_x= M_y =M$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5\ M$$

$$\sum \text{Text} = \text{pf}[-0.35y + 3.1125]$$

$$\sum \text{Tint} = \text{Mf}\left[\frac{2.25}{y} + 4.15\right]$$

$$\text{pf}[-0.35y + 3.1125] = \text{Mf}\left[\frac{2.25}{y} + 4.15\right]$$

$$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow y = 1.72\text{m}$$

$$M=0.45p$$

**Tableau III.25** les charges et les moments

| M(kN.m) | $P_U$(kN/mL) | $P_{ser}$(kN/mL) | $M_U$(kN.m) | $M_{ser}$(kN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 0.45P | 13.51 | 9.62 | 6.08 | 4.32 |

Donc:

**Tableau III.26** les moments a ELU et ELS

| ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|
| $M_{tx}=M_{ty}=M$ | $M_{ax}=M_{ay}=0.5M$ | $M_{tx}=M_{ty}=M$ | $M_{ax}=M_{ay}=0.5M$ |
| 6.08 | 3.04 | 4.32 | 2.16 |

### III.4.1.1Calcul de ferraillage :

- Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur avec :

b=100cm, h=15 cm ; c=2.5cm, $\sigma_b$=14,20MPa; $\sigma_s$=348 MPa ; la fissuration est préjudiciable**.**

$Ø_{tx}$**,**$Ø_{ty}$**,**$Ø_{ax}$ **,**$Ø_{ay} \leq \frac{h}{10}$**=** 25mm**.**

**Tableau.III.27.** ferraillage à l'ELU.

| | $M_U$(kN.m) | A($cm^2$) | $A_{min}$ (cm2) | $A_{choix}$ (cm2) | Espacement (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| travée | 6.08 | 1.7 | 2.5 | 4HA10 | 20 |
| appuis | 3.04 | 1.7 | 2.5 | 4HA10 | 20 |

### III.4.1.2Vérification des contraints à l'E.L.S :

**Tableau.III.28.** Vérification des contraintes à l'ELS.

| contraint | $M_{ser}$(kN.m) | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | vérification | $\sigma_s$ | $\sigma_s$' | $\overline{\sigma_s}$ | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | 4.32 | 1.1 | 15 | oui | 10.6 | 10.6 | 201.63 | oui |
| appuis | 2.16 | 0.5 | 15 | oui | 5.3 | 5.3 | 201.63 | oui |

### III.4.1.3Vérification d'effort tranchant à ELU :

**Tableau.III.29.** Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

| h(cm) | b(cm) | $T_u$(kN) | $\tau_u$(MPa) | $\overline{\tau_u}$(MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| 15 | 100 | 8.58 | 0.068 | 1.16 | OUI |

### III.4.1.4Verification de la fleche:

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

$$M_0 = M_x = \frac{P_{ser}\ x\ {L_x}^2}{8} = 22.64\ \text{kN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{4.15} = 0.036 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{6.08}{20 \times 22.64} = 0.013 \qquad (\textbf{verifie})$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \ (\textbf{verifie})$$

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

- **III.4.2Dalle pleine reposant sur 3 appuis :**

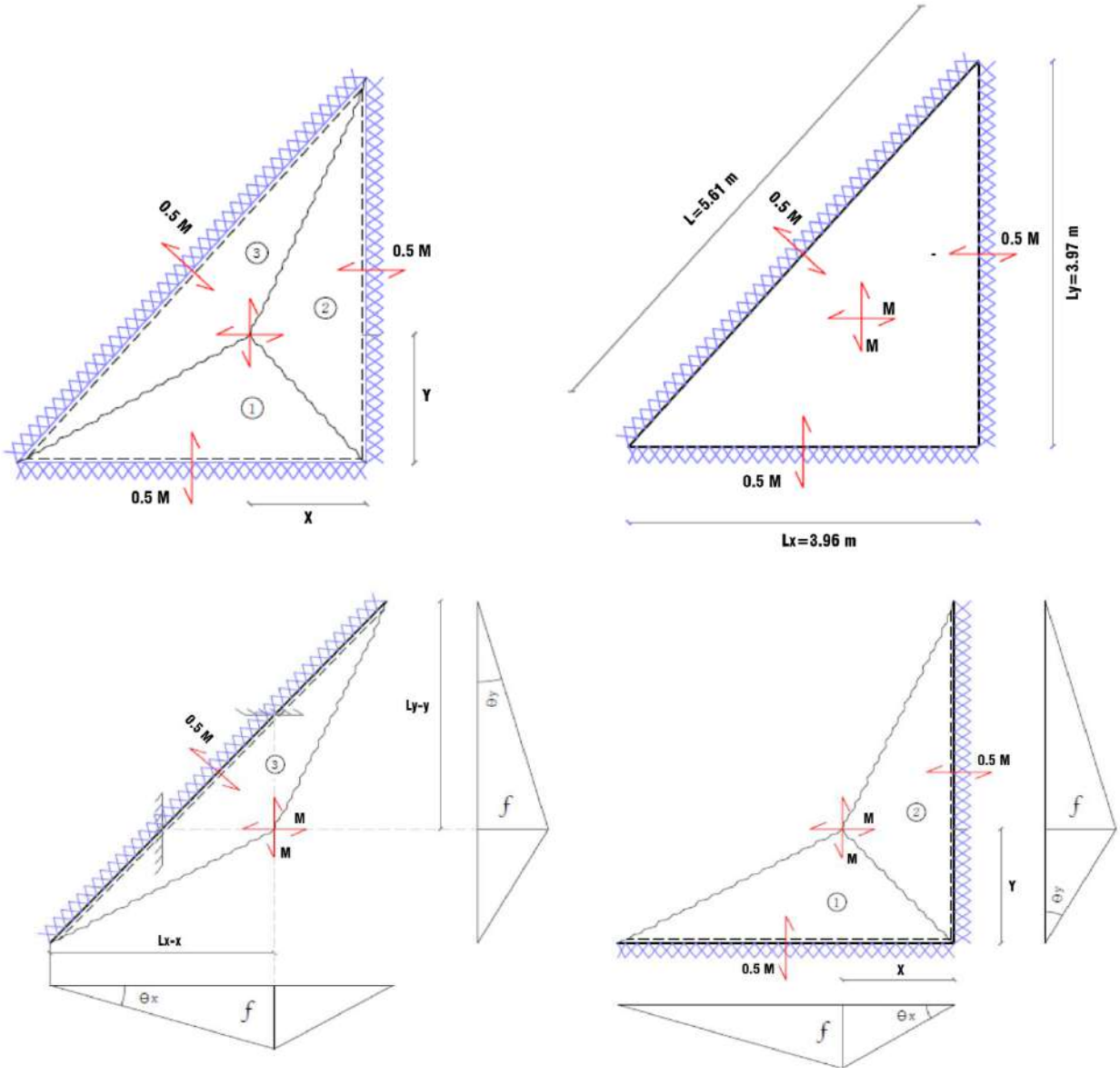



**Figure.III.26.** Les lignes de rupture

On applique le Principe de travail virtuelle:

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

$$M_x = M_y = M$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M$$

$$\sum \text{Text} = \text{pf}2.62$$

$$\sum \text{Tint} = \text{Mf}\left[\frac{3}{2}\frac{L_x}{y} + \frac{3}{2}\frac{L_y}{L_x}\right]$$

$$\text{pf}[2.62] = \text{Mf}\left[\frac{5.94}{y} + \frac{5.95}{x} + \frac{5.94}{3.97 - y} + \frac{5.95}{3.69 - x}\right]$$

$$\frac{dp}{dy} = 0 \quad \frac{dp}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 1.985\ \text{m}, x = 1.979$$

M=0.104p

**Tableau III.30** les charges et les moments

| M(kN.m) | $P_U$(kN/mL) | $P_{ser}$(kN/mL) | $M_U$(kN.m) | $M_{ser}$(kN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 0.104P | 15.93 | 11.12 | 1.65 | 1.15 |

**Tableau III.31** les moments a ELU et ELS

| ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|
| $M_{tx}=M_{ty}=M$ | $M_{ax}=M_{ay}=0.5M$ | $M_{tx}=M_{ty}=M$ | $M_{ax}=M_{ay}=0.5M$ |
| 1.65 | 0.825 | 1.15 | 0.57 |

### III.4.2.1Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur avec :
b=100cm, h=15 cm ; c=2cm, $\sigma_b$=14,20MPa; $\sigma_s$=348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

$Ø_{tx}$**,**$Ø_{ty}$**,**$Ø_{ax}$ **,**$Ø_{ay} \leq \frac{h}{10}$= 25mm

**Tableau.III.32.** ferraillage à l'ELU.

| | $M_U$(kN.m) | A($cm^2$) | $A_{min}$ (cm2) | $A_{choix}$ (cm2) | Espacement (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| travée | 1.65 | 1.4 | 2.5 | 4HA10 | 20 |
| appuis | 0.825 | 1.4 | 2.5 | 4HA10 | 20 |

### III.4.2.2Vérification des contraints à l'E.L. S :

**Tableau.III.33.** Vérification des contraintes à l'ELS.

| contraint | $M_{ser}$(kN.m) | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | vérification | $\sigma_s$ | $\sigma_s$ ' | $\overline{\sigma_s}$ | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | 1.15 | 0.3 | 15 | oui | 2.9 | 2.9 | 201.63 | oui |
| appuis | 0.57 | 0.1 | 15 | oui | 1.40 | 1.40 | 201.63 | oui |

### III.4.2.3Vérification d'effort tranchant à ELU :

**Tableau.III.34 Vérif**ication d'effort tranchant à ELU

| h(cm) | b(cm) | $T_u$(kN) | $\tau_u$(MPa) | $\overline{\tau_u}$(MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| **15** | 100 | 21.04 | 0.16 | 1.16 | OUI |

# CHAPITRE IV

## ETUDE DYNAMIQUE

## IV.1. Introduction :

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

## IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

**IV-2-1-Centre de masse :** (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

$W_i$: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

$X_i, Y_i$: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

$X_G, Y_G$: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

**IV.2.2. Centre de rigidité :** c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

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

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

$X_R, Y_R$: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

$X_i, Y_i$: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

### IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants :

#### a) Les poteaux :

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément èlancè ,Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E . I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E: module de YOUNG.

L: longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

**b) Les refends pleins :**

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'èlever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

### IV.2.4. Excentricité statique (théorique) :

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

### IV.2.5. 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.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan , on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte .Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

## IV.3.Modélisation de la structure :

### IV.3.1. Introduction :

L'ouvrage en question est implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon l'addenda aux règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003 ) qui limite l'utilisation des portiques autostable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 23.76m soit satisfaite 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, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

**Les hypothèses de conception des voiles :**

- La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

**IV.3.3.Analyse de notre structure :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

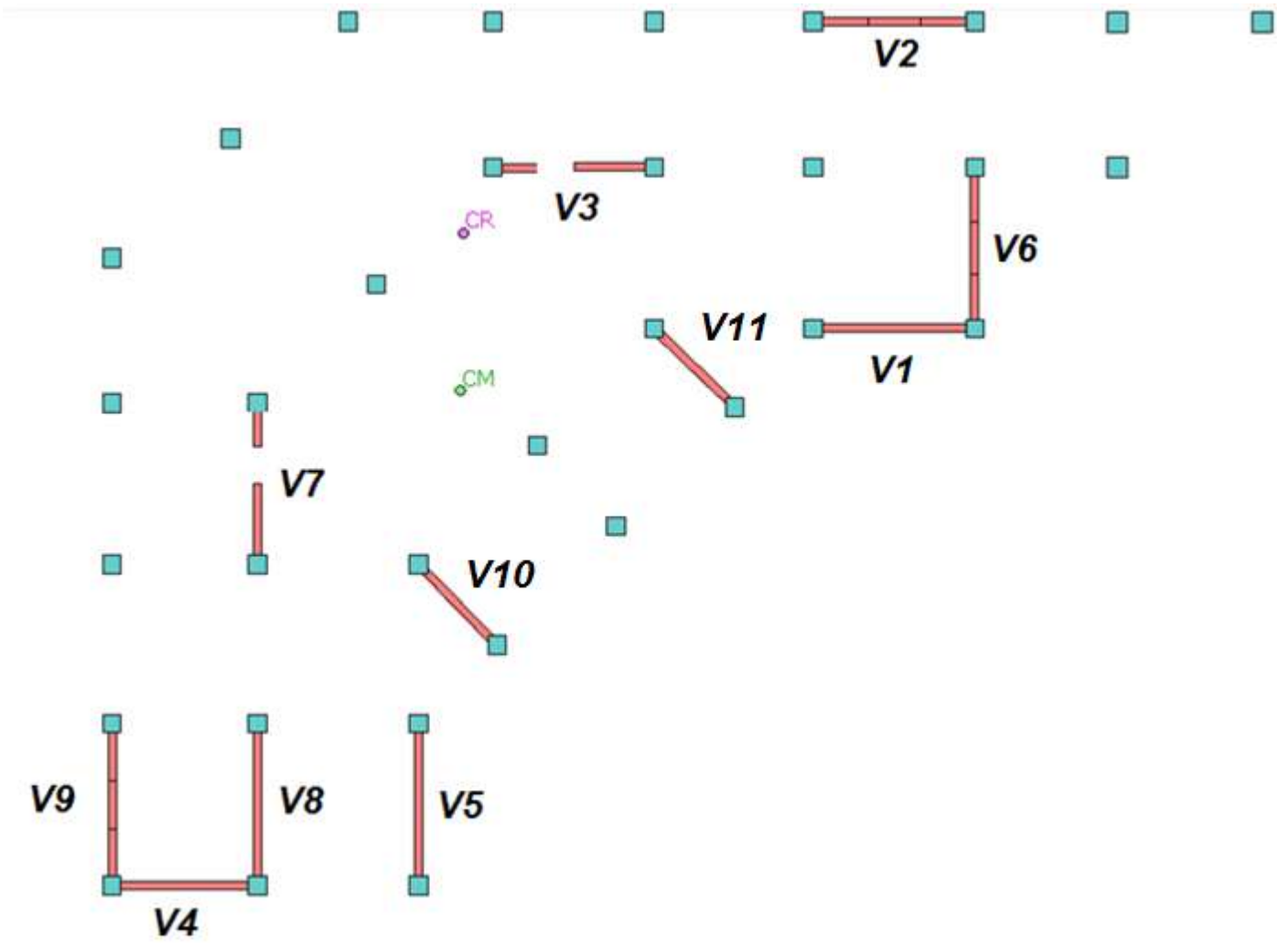



**Figure IV.1** : disposition des voiles (vue en plan).

**a)Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) :**

**Tableau IV.1**: Centre de masse et centre de torsion.

| Diaphragme N° | Niveau (m) | $W_i$ (kN) | $X_G$ (m) | $Y_G$(m) | ∑ $K_x$(m4) | ∑ Ky (m4) | XR (m) | YR (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G_ DIAPH_ 3.24 | 3.24 | 6170.681 | 11.064 | 11.938 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 10.730 | 11.359 |
| F_ DIAPH_ 7.56 | 7.56 | 6401.064 | 9.977 | 12.777 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 8.755 | 16.006 |
| E_ DIAPH_ 10.80 | 10.80 | 4710.271 | 8.656 | 12.201 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 8.737 | 16.086 |
| D_ DIAPH_ 14.04 | 14.04 | 4670.403 | 8.727 | 12.340 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 8.825 | 16.094 |
| C_ DIAPH_ 17.28 | 17.28 | 4643.133 | 8.828 | 12.504 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 8.899 | 16.208 |
| B_ DIAPH_ 20.52 | 20.52 | 4643.642 | 8.852 | 12.340 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 8.973 | 16.240 |
| A_ DIAPH_ 23.76 | 23.76 | 6045.290 | 8.652 | 12.770 | 4.23E+06 | 3.74E+06 | 9.049 | 16.227 |

**a) Excentricité :**

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 29.55 m

Largeur du bâtiment = 22.90 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.$L_X$ = 4.58 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.$L_Y$ = 3.44 m

**Tableau IV.2** :Excentricité suivant les deux directions.

| Niveau (m) | Excentricité suivant X | | | Excentricité suivant Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E_X$(m) | $E_{adm}$(m) | $E_X \leq E_{adm}$ | $E_Y$(m) | $E_{adm}$(m) | $E_X \leq E_{adm}$ |
| 3.24 | 0.334 | 4.58 | Oui | 0.579 | 3.53 | Oui |
| 7.56 | 1.222 | 4.58 | Oui | 3.229 | 3.53 | Oui |
| 10.80 | 0.081 | 4.58 | Oui | 3.885 | 3.53 | Non |
| 14.04 | 0.098 | 4.58 | Oui | 3.754 | 3.53 | Non |
| 17.28 | 0.071 | 4.58 | Oui | 3.704 | 3.53 | Non |
| 20.52 | 0,121 | 4.58 | Oui | 3.752 | 3.53 | Non |
| 23.76 | 0.397 | 4.58 | Oui | 3.457 | 3.53 | Non |

Tant qu'il y a cinq niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière

## IV.4. Choix de la méthode de calcul :

### IV.4.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

### IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.4.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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 la structure.

#### IV.4.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

#### IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

**a) Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0.25

**b) Facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

**c) Coefficient de comportement R :**

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. (Tableau IV.3)

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois ,en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global .

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Donc : R=3.5

**Tableau IV.3**Distribution des sollicitations suivant X.

| Niveau (m) | Sollicitation dues aux charges verticales | | Sollicitation dues aux charges horizontales | |
|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,(poteaux)}$ (%) | $N_{z\,(voiles)}$ (%) | $T_{x\,(poteaux)}$ (%) | $T_{x\,(voiles)}$ (%) |
| 23.76 | 66.573 | 33.427 | 0.00 | 100 |
| 20.52 | 76.343 | 23.657 | 0.00 | 100 |
| 17.28 | 66.313 | 33.687 | 0.00 | 100 |
| 14.04 | 77.823 | 22.177 | 0.00 | 100 |
| 10.80 | 78.022 | 21.978 | 0.00 | 100 |
| 7.56 | 85.419 | 14.581 | 0.00 | 100 |
| 3.24 | 74.270 | 18.722 | 0.00 | 100 |

**Tableau IV.4**Distribution des sollicitations suivant Y.

| Niveau (m) | Sollicitation dues aux charges verticales | | Sollicitation dues aux charges horizontales | |
|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,(poteaux)}$ (%) | $N_{z\,(voiles)}$ (%) | $T_{y\,(poteaux)}$ (%) | $T_{y\,(voiles)}$ (%) |
| 23.76 | 72.993 | 27.007 | 0.00 | 100 |
| 20.52 | 69.332 | 30.668 | 0.00 | 100 |
| 17.28 | 73.02 | 26.980 | 0.00 | 100 |
| 14.04 | 72.282 | 27.718 | 0.00 | 100 |
| 10.80 | 72.241 | 27.759 | 0.00 | 100 |
| 7.56 | 82.725 | 17.275 | 0.00 | 100 |
| 3.24 | 79.244 | 20.756 | 0.00 | 100 |

**d) Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

$P_q$: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

**Tableau IV.5**: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

| Critère (q) | Suivant X | | Suivant X | |
|---|---|---|---|---|
| | Observé | Valeur | Observé | Valeur |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Redondance en plan | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Régularité en plan | Non | 0 .05 | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Totale | 0.1 | | 0.1 | |
| Q | 1.1 | | 1.1 | |

**IV.4.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :**

1. Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

**1.1. Comportement modal.**

**1.2. Participation massique (dissipation d'énergie).**

**2. Analyse statique et dynamique :**

**2.1Stabilité de la structure**

**2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.**

**2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement.**

**2.1.3 Vérification des déplacements inter-étage.**

**2.1.4 Vérification de l'effet P-Δ.**

**2.2 Résistance des éléments**

**2.2.1Vérification de cisaillement des éléments.**

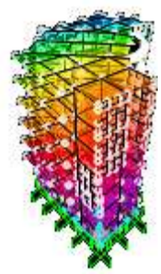
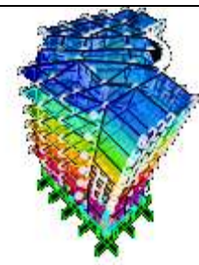
**2.2.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.**

**1. Analyse modale :**

**1.1. Comportement modal :**

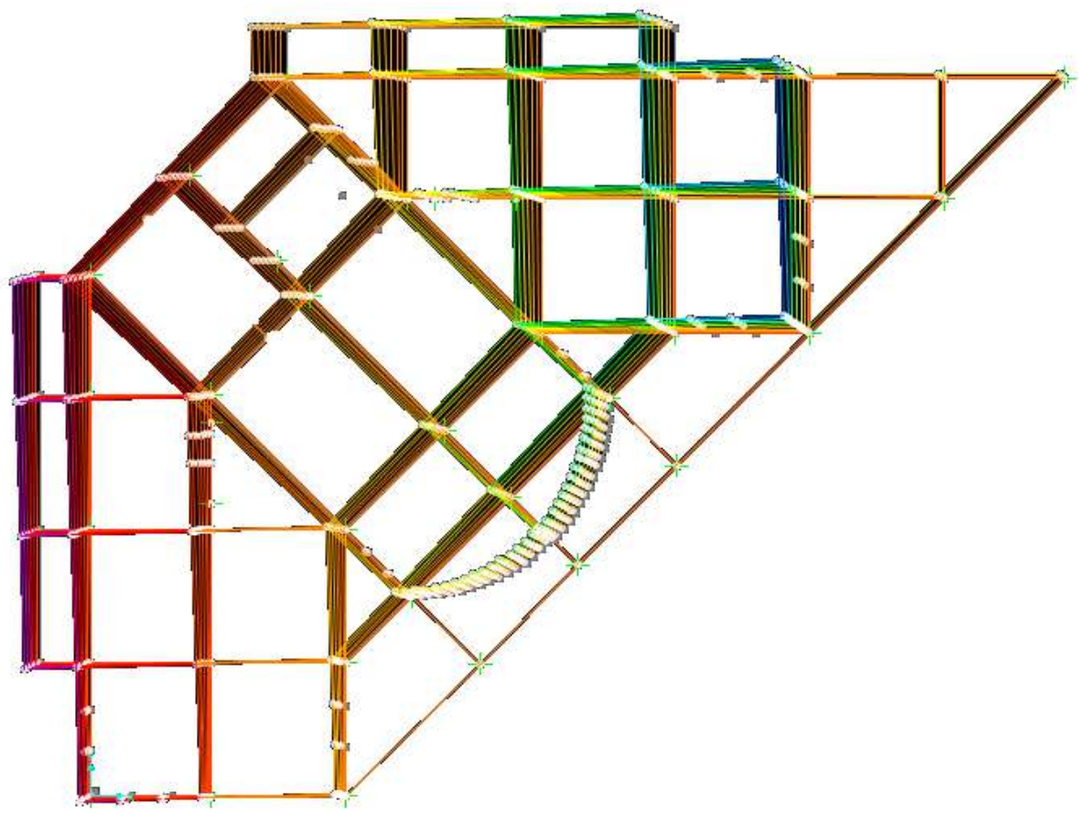
**Analyse modale.** Le comportement des trois premiers modes.

**Tableau IV.6** : Comportement des trois premiers modes.

| Modes | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|
| Période (s) | 0.513 | 0.465 | 0.349 |
| Participation massique suivant X | 55.86% | 1.36% | 8.73% |
| Participation massique suivant Y | 1.71% | 62.50% | 0.01% |
| Participation massique suivant Z | 8.93% | 0.61% | 52.37% |
| Image |  |  |  |
| Comportement | Translation suivant l'axe X | Translation suivant l'axe Y | Rotation autour l'axe Z |

**1.2 Participation massique (dissipation d'énergie) :**

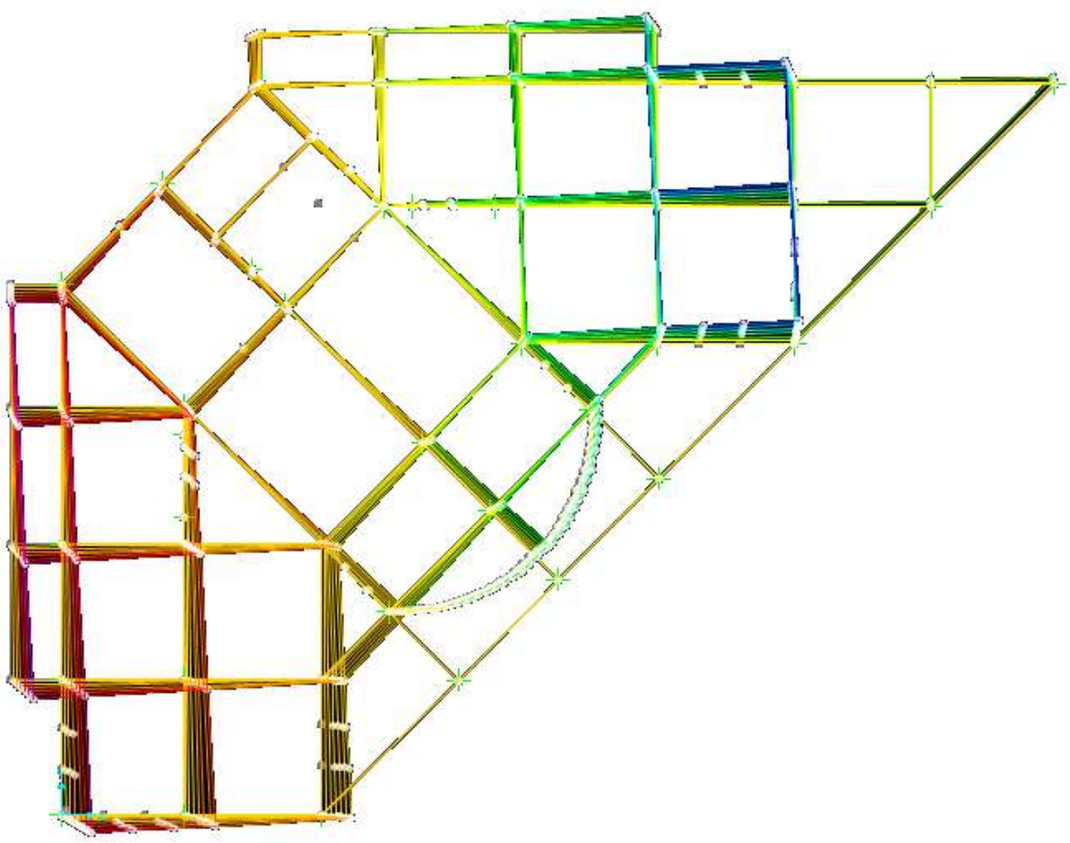
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale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



**FigureIV.2**Mode1(translation suivant X)



**FigureIV.3** Mode2(translation suivant Y)



a) **FigureIV .4** Mode3(rotation auteur de Z)

**Tableau IV.7** : Cumules des masses modales effectives (%)

| Mode N° | Période (s) | Cumule des périodes (s) | Cumules des masses modales effectives (%) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $U_X$ | $U_Y$ | $R_Z$ |
| 1 | 0.514 | 0.514 | 55.863 | 1.712 | 8.927 |
| 2 | 0.465 | 0.979 | 57.225 | 64.214 | 9.535 |
| 3 | 0.350 | 1.329 | 65.959 | 64.223 | 61.909 |
| 4 | 0.131 | 1.460 | 81.871 | 65.579 | 64.926 |
| 5 | 0.111 | 1.571 | 82.897 | 83.376 | 65.038 |
| 6 | 0.098 | 1.669 | 82.925 | 83.525 | 65.708 |
| ⋮ | ⋮ | ⋮ | ⋮ | ⋮ | ⋮ |
| 98 | 0.025 | 7.490 | 93.765 | 92.594 | 90.034 |

**Commentaire:**

La structure a dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 98 mode avec un temps égale à « T=7.490 sec » à cause de sa rigidité au niveau de l'entre -sol.

**2. Analyse statique et dynamique :**

**2.1 Stabilité de la structure :**

**2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique à la base $V_t$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

$T_2$: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0.50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 \times 23.76}{\sqrt{29.5}} = 0.387 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 \times 23.76}{\sqrt{22.5}} = 0.444$$

$\Rightarrow \quad D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.205$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ , \quad W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q \, , \quad \beta_1 = 0.2 \ , \beta_2 = 0.6$$

$\Rightarrow$ W =44961.15 kN

On récapituler les résultats dans le Tableau VI8

**Tableau IV8** : Les valeurs de la force sismique.

| A | $D_x$ | $D_y$ | $Q_x$ | $Q_y$ | R | W(kN) | $V_x$(kN) | $V_y$(kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 .25 | 2.205 | 2.205 | 1.1 | 1.1 | 3.5 | 44961.15 | 7771.856 | 7771.856 |

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$V_{tx}$ =6218.63kN , $V_{ty}$ =6218..04kN

**Tableau IV.9** : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

| | V(kN) | $V_t$(kN) | $\frac{V_t}{V}$ | $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$ |
|---|---|---|---|---|
| Sens X | 7771.856 | 6218.63 | 0.80 | CV |
| Sens Y | 7771.856 | 6218.04 | 0.80 | CV |

**2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

$F_{ix}, F_{iy}$:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$h_i$: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

$X_G, Y_G$: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

$W_i$: La masse du plancher de chaque niveau.

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7\ \text{sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}387\ \text{sec}$ , $T_y = 0{,}444\ \text{sec}$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

**Tableau IV.10** : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

| $h_i$(m) | $W_i$(kN) | $W_i h_i$ | $F_{ix}$(kN) | $F_{iy}$(kN) | $M_{Rxi}$(kN. m) | $M_{Ryi}$(kN. m) | $M_{Sxi}$(kN. m) | $M_{Syi}$(kN. m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 23.76 | 6045.29 | 143636.09 | 1201.3 | 1381.42 | 28542.888 | 32822.53 | 52291.75 | 77198.35 |
| 20.52 | 4643.64 | 95287.43 | 801.71 | 921.97 | 16451.08 | 18918.82 | 41105.51 | 57952.65 |
| 17.28 | 4643.133 | 80233.33 | 675.05 | 776.31 | 11664.86 | 13414.63 | 40989.57 | 58057.73 |
| 14.04 | 4670.403 | 66557.45 | 550.64 | 633.24 | 7730.98 | 8890.68 | 40758.60 | 57632.63 |
| 10.8 | 4710.217 | 50870.44 | 425.78 | 489.65 | 4598.42 | 5288.22 | 40743.84 | 57466.29 |
| 7.56 | 6401.064 | 48392.04 | 405.83 | 466.70 | 3068.07 | 3528.252 | 63991.43 | 81786.39 |
| 3.24 | 6170.681 | 19993 | 167.26 | 192.35 | 541.92 | 623.21 | 68272.41 | 73665.58 |
| Somme | | 504969.78 | / | / | 72598.218 | 83486.36 | 348153.11 | 463759.62 |

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{348153.11}{72598.218} = 4.79 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{463759.62}{72598.218} = 6.38 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

**2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau $k_i$ par rapport au niveau $k_{i-1}$ (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm}$

$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0.01 h_e$

$h_e$ : La hauteur d'étage

**Tableau IV.11** : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

| Niveau | $h_e$(m) | $\delta_{ek}$(cm) | $\delta_k$(cm) | $\Delta_k$(cm) | $\Delta_{adm}$(cm) | $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 23.76 | 3.24 | 2.05 | 7.18 | 1.23 | 3.24 | CV |
| 20.52 | 3.24 | 1.70 | 5.95 | 1.26 | 3.24 | CV |
| 17.28 | 3.24 | 1.34 | 4.69 | 1.22 | 3.24 | CV |
| 14.04 | 3.24 | 0.99 | 3.47 | 1.16 | 3.24 | CV |
| 10.80 | 3.24 | 0.66 | 2.31 | 1.05 | 3.24 | CV |
| 7.56 | 4.32 | 0.36 | 1.26 | 0.98 | 4.32 | CV |
| 3.24 | 3.24 | | | | | |
| 0.00 | 0.00 | 0.08 | 0.28 | 0.28 | 3.24 | CV |

**Tableau VI.12** : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

| Niveau | $h_e$(m) | $\delta_{ek}$(cm) | $\delta_k$(cm) | $\Delta_k$(cm) | $\Delta_{adm}$(cm) | $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 23.76 | 3.24 | 1.52 | 5.32 | 0.94 | 3.24 | CV |
| 20.52 | 3.24 | 1.25 | 4.38 | 0.95 | 3.24 | CV |
| 17.28 | 3.24 | 0.98 | 3.43 | 0.94 | 3.24 | CV |
| 14.04 | 3.24 | 0.71 | 2.49 | 0.88 | 3.24 | CV |
| 10.80 | 3.24 | 0.46 | 1.61 | 0.70 | 3.24 | CV |
| 7.56 | 4.32 | 0.26 | 0.91 | 0.77 | 4.32 | CV |
| 3.24 | 3.24 | | | | | |
| 0.00 | 0.00 | 0.04 | 0.14 | 0.14 | 3.24 | CV |

**Commentaire :**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

**2.1.4 Vérification de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2$^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

$V_k$ :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

$\Delta_k$:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

$h_k$ :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$, 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 $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV.13** : Vérification de l'effet P-Δ.

| Niveau (m) | $P_k$ (kN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $V_{kx}$ (kN) | $V_{ky}$ (kN) | $h_k$ (cm) | $\theta_{kx}$ | $\theta_{ky}$ | $\theta \leq 0.1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 23.76 | 6064.64 | 1.23 | 0.94 | 1201.23 | 1381.42 | 324 | 0.019 | 0.012 | CV |
| 20.52 | 4686.67 | 1.26 | 0.95 | 801.71 | 921.97 | 324 | 0.022 | 0.014 | CV |
| 17.28 | 4686.16 | 1.22 | 0.94 | 675.05 | 776.31 | 324 | 0.026 | 0.017 | CV |
| 14.04 | 4704.63 | 1.16 | 0.88 | 550.64 | 633.24 | 324 | 0.030 | 0.020 | CV |
| 10.80 | 4729.20 | 1.05 | 0.70 | 425.78 | 489.65 | 324 | 0.036 | 0.020 | CV |
| 7.56 | 6439.38 | 0.98 | 0.77 | 405.83 | 466.70 | 4.32 | 0.036 | 0.024 | CV |
| 3.24 | 6192.62 | 0.28 | 0.14 | 167.26 | 192.35 | 3.24 | 0.032 | 0.013 | CV |

**2.2 Résistance des éléments :**

**2.2.1 Vérification de cisaillement des éléments :**

**a) Les poutres :**

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

**Tableau IV.14** : Vérification de cisaillement des poutres.

| Eléments | Section ($cm^2$) | $V_u$ (kN) | Combinaison | Type de fissurations | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30×45 | 176.261 | G+Q1+Q2+Vtx | Fissuration peu nuisible | 1.382 | 4.35 | CV |
| Poutres secondaires | 30×35 | 119.013 | G+Q1+Q2+Vtx | Fissuration peu nuisible | 1.221 | 4.35 | CV |
| Poutre pallier | 30×40 | 62.31 | G+Q1+Q2+Vtx | Fissuration peu nuisible | 0.554 | 4.35 | CV |
| longrin | 30×30 | 62.30 | G+Q1+Q2+Vtx | Fissuration peu nuisible | 0.755 | 4.35 | CV |

**Commentaire :**
Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

**b) Les poteaux :**

D'appris **(RPA2003 « Art 4.4.3 »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

**Tableau IV.15** : Vérification de cisaillement des Poteaux.

| Niveau | b(cm) | h(cm) | $N_d$(kN) | $B_c(cm^2)$ | combinaison | ν | $\nu \leq 0.3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5éme | 40 | 40 | 332 | 144400 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.08 | CV |
| 4éme | 40 | 40 | 478 | 144400 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.13 | CV |
| 3éme | 40 | 40 | 736 | 144400 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.20 | CV |
| 2éme | 45 | 45 | 963 | 184900 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.20 | CV |
| 1er | 45 | 45 | 1218 | 184900 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.26 | CV |
| RDC | 50 | 50 | 1600 | 230400 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.27 | CV |
| ENTRE SOL | 50 | 50 | 2100 | 230400 | 1.35G+1.5Q1+1.5Q2 | 0.36 | C NV |

**Commentaire :**
Toutes les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

**c)Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance 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 égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

$V_u$: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale :

$$\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$$

**Tableau IV.16** : Vérification de cisaillement des voiles suivant X et Y

| Direction | Voile | b(cm) | L(cm) | $\|V_u\|$(kn) | Combinaison | $\tau$(MPa) | $\bar{\tau}$(MPa) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant x | périphérique | 20 | 360 | 867.076 | G+Q1+Q2+EDX | 1.707 | 5 | CV |
| | 1 | 20 | 400 | 1120.441 | G+Q1+Q2+EDX | 2.179 | 5 | CV |
| | 2 | 20 | 400 | 1096.512 | G+Q1+Q2+EDX | 2.132 | 5 | CV |
| | 3 | 20 | 200 | 1089.611 | G+Q1+Q2+EDY | 2.11 | 5 | CV |
| | 4 | 20 | 360 | 1053.68 | G+Q1+Q2+EDY | 2.27 | 5 | CV |
| | | | | | | | | |
| Suivant y | périphérique | 20 | 395 | 1629.32 | G+Q1+Q2+EDX | 3.21 | 5 | CV |
| | 5 | 20 | 400 | 1322.95 | G+Q1+Q2+EDX | 2.72 | 5 | CV |
| | 6 | 20 | 400 | 1021.69 | G+Q1+Q2+EDX | 1.99 | 5 | CV |
| | 7 | 20 | 200 | 960.77 | G+Q1+Q2+EDY | 1.87 | 5 | CV |
| | 8 | 20 | 280 | 898.92 | G+Q1+Q2+EDY | 1.75 | 5 | CV |
| | 9 | 20 | 280 | 839..32 | G+Q1+Q2+EDY | 1.63 | 5 | CV |

**Commentaire** ： Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

**2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :**

D' apris **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**On doit vérifier que :

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

$N_d$: Effort normal réduit

$B_c$: Section brute du béton

**Tableau IV.17** : Vérification de l'effort normal réduit.

| Direction | Section(b*h) | $N_d$(kN) | $B_c(mm^2)$ | Combinaison | $\nu$ | $\nu \leq 0.3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| X | POT(50×50) | 2100 | 184900 | G+Q1+Q2+Vtx | 0.326 | CNV |
| Y | POT(50×50) | 2000 | 184900 | G+Q1+Q2+Vty | 0.308 | CNV |

**Commentaire**

Les poteaux la base sont justifiée si suffisantes pour équilibres les contraint normale de comprission (l'effort normal réduit), donc on doit augmenter la section des poteaux

**Tableau IV.18** : Vérification de l'effort normal réduit

| Direction | Section (b*h) | $N_d$(kN) | $B_c(mm^2)$ | Combinaison | $\nu$ | $\nu \leq 0.3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| X | POT(55×55) | 2100 | 230400 | $G + Q1 + Q2 + V_{tx}$ | 0.294 | CV |
| Y | POT(55×55) | 2000 | 230400 | $G + Q1 + Q2 + V_{ty}$ | 0.261 | CV |

**Conclusion :**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

**Tableau IV.19** : Dimensions finales des éléments.

| **Eléments** | | **Section** |
|---|---|---|
| Poutres principales | | 30x45 |
| Poutres secondaires | | 30x35 |
| Poutre palier | | 30x40 |
| Longrines | | 30x30 |
| Voiles périphérique | | 20xL |
| Voile de contreventement | | 20xL |
| Poteaux | 3émé, 4éme,5ème étage | 40x40 |
| | 1er, 2éme étage | 45x45 |
| | RDC | 50x50 |
| | Entre -sol | 55x55 |

# CHAPITR V

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

**a) Combinaisons données par le CBA93 :**

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

**b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

## V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

### V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$.

**Tableau V.1** La section calculée d'armatures des poutres.

| Elément | (bxh) | $M_t(kN.m)$ | Combinaison | $A_{S1}(cm^2)$ | $M_a(kN.m)$ | Combinaison | $A_{S2}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30x45 | 95.45 | ELU | 6.90 | -191.18 | $1.35G + 1.5Q1 + 1.5Q2$ | 15.2 |
| Poutres secondaires | 30x35 | 77.08 | ACC | 7.50 | -124.40 | $G + Q + E_y$ | 13.2 |

**Tableau V.2** La section choisie d'armatures des poutres.

| Elément | Section calculée | | Section choisie | |
|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ |
| | 6.90 | 15.2 | $3HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$ | $3HA16 + 5_{CH}HA16 = 16.08$ |
| Poutres secondaires | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ |
| | 6.90 | 13.25 | $5HA14 = 7.70$ | $9HA14 = 13.85$ |

### V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

**Tableau V.3** Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

| Elément | Sollicitation à l'ELS | | Contraintes en travées | | | Contraintes en appuis | | | Contraintes admissibles | | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{t\,ser}$ (kN.m) | $M_{a\,ser}$ (kN.m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s{}'$ (MPa) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s{}'$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) | |
| Poutres principales | 66.73 | 84.74 | 8.1 | / | / | 8.2 | 121.8 | 75.8 | 15 | 201.63 | CV |
| Poutres secondaires | 37.49 | 53.49 | 7.1 | / | / | 11.8 | / | / | 15 | / | CV |

**Section minimale :**

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$

**Tableau V.4** Vérification de section d'armatures.

| Elément | $A_t(cm^2)$ | $A_a(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{tmin}(cm^2)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 7.70 | 16.08 | 6.75 | 1.35 | CV |
| Poutres secondaires | 7.70 | 13.85 | 5.25 | 1.05 | CV |

### V.2.1.2Vérification de la flèche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

**Tableau. V.5.** Vérifications de la flèche.

| Section | M (KN.m) | L (cm) | $A_{S1}$ ($cm^2$) | $A_{S2}$ ($cm^2$) | $F_{calculée}$ (mm) | $F_{admissible}$ (mm) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PP (30×45) | 66.73 | 3.6 | 8.04 | 16.08 | 2.9 | 7.2 | vérifiée |
| PS (30x35) | 37.49 | 3.95 | 7.70 | 13.85 | 1.6 | 7.9 | vérifiée |

### V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

**Tableau V.6**Vérification des contraintes de cisaillement.

| Elément | Section | $V_{max}$(kN) | Combinaison | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30x45 | 146.59 | $G + Q + E_y$ | 1.15 | 3.33 | CV |
| Poutres secondaires | 30x35 | 123.57 | $G + Q + E_y$ | 1.26 | 2.5 | CV |

### V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Selon le RPA2003:} \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA93:} \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \end{cases}$$

**Tableau V.7**La section d'armatures transversales.

| Elément | $\tau_u$(MPa) | $S_{adoptée}$(cm) | | $A_{t\ choisie}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|
| | | S(ZN) (cm) | S′(ZC) (cm) | |
| Poutres principales | 1.15 | 10 | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| Poutres secondaires | 1.26 | 10 | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

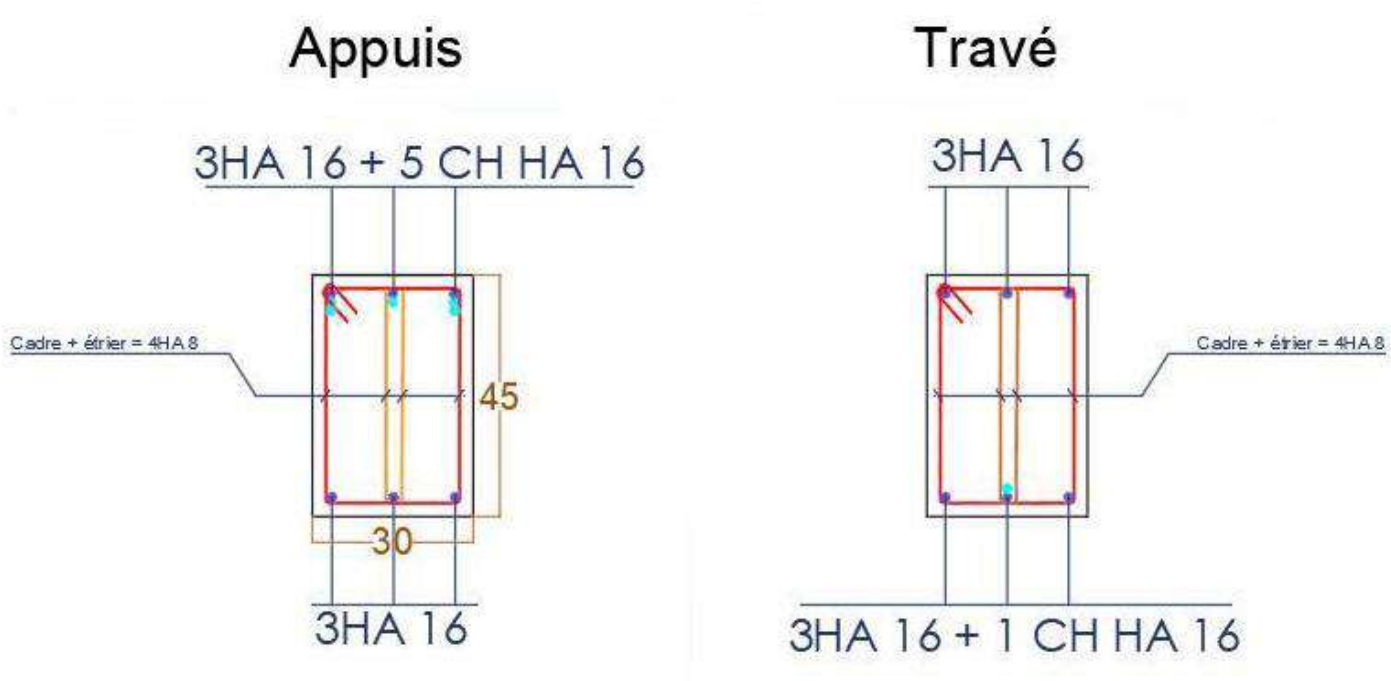



**Figure V.1** Dessin de ferraillage des poutres principales

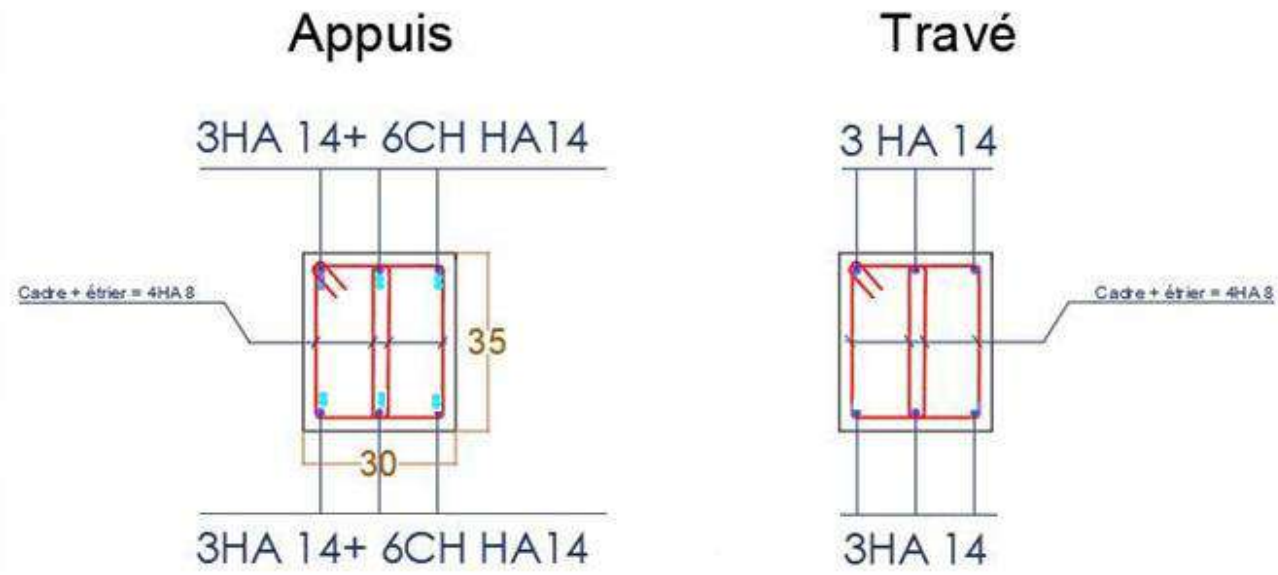



**Figure V.2** Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

## V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée$(N, M_x, M_y)$.

### V.3.1 Armatures longitudinales :

#### V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

**Selon le CBA93 :**

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ \text{cm}^2\text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

**Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

$h_e$ : la hauteur d'étage.

**V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :**

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}$ et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}$ et $M_{x\ correspondent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}$ et et $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}$ et et $M_{x\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

**Tableau V.8**La section d'armatures des poteaux.

| Niveaux | Cas | N | $M_x$ | $M_y$ | $A_{Calculé}$ | | $A_{Calculé}$ Total | $A_{min}$ (RPA) | $A_{final}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | A1 | A2 | | | |
| entre-sol (55 x 55) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2638.66 | 13.26 | 11.67 | 2.8 | 1.5 | 8.80 | 27.22 | 4HA20+8HA16 = 28.64 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 32.13 | 11.17 | 8.20 | 2.8 | 1.5 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 2130.13 | 15.89 | 18.14 | 2.8 | 1.5 | | | |
| RDC (50 x 50) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2299.47 | 22.4 | 68.46 | 2.5 | 1.5 | 8.00 | 22.5 | 12HA16 = 24.13 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 108.05 | 21.89 | 4.70 | 2.5 | 1.5 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 360.47 | 35.02 | 4.95 | 2.5 | 1.5 | | | |
| **$1_{er}$** (45 x 45) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1677.51 | 17.10 | 29.61 | 2.3 | 1.3 | 7.2 | 18.23 | 12HA14 = 18.47 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 310.77 | 3.24 | 5.45 | 2.3 | 1.3 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1397.53 | 3.43 | 62.29 | 2.3 | 1.3 | | | |
| **$2_{éme}$** (45 x 45) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1318.08 | 17.17 | 22.48 | 2.3 | 1.3 | 7.2 | 18.23 | 12HA14 = 18.47 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 256.89 | 3.41 | 5.83 | 2.3 | 1.3 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1124.08 | 4.70 | 57.38 | 2.3 | 1.3 | | | |
| **$3_{éme}$** (40 x 40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 981.35 | 14.5 | 18.18 | 2.0 | 1.2 | 6.4 | 14.40 | 4HA14 + 8HA12 = 15.21 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 123.97 | 22.03 | 0.06 | 2.0 | 1.2 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 857.19 | 4.70 | 46.13 | 2.0 | 1.2 | | | |
| **$4_{éme}$** (40 x 40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 675.21 | 19.5 | 21.98 | 2.0 | 1.2 | 6.4 | 14.40 | 4HA14 + 8HA12 = 15.21 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 81.24 | 23.90 | 0.02 | 2.0 | 1.2 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 601.35 | 6.64 | 52.60 | 2.0 | 1.2 | | | |
| **$5_{éme}$** (40 x 40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 395.95 | 24.2 | 23.83 | 2.0 | 1.2 | 6.4 | 14.40 | 4HA14 + 8HA12 = 15.21 |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 31.43 | 29.96 | 0.62 | 2.0 | 1.2 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 353.55 | 8.74 | 61.83 | 2.0 | 1.2 | | | |

### V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau V.9**Vérification des contraintes à l'ELS.

| Niveaux | | N | $M_x$ | $M_y$ | $A_{chiosi}$ ($cm^2$) | $б_b$ Mpa | $б_s$ Mpa | $б'_s$ Mpa | Mpa | $\overline{\sigma_s}$ Mpa | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (55x55) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1932.85 | 9.78 | 8.49 | 28.64 | 6.8 | 0.0 | 61.1 | 15 | 201.63 | vérifiée |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 23..85 | 8.28 | 6.08 | | 1.3 | 32.4 | 48.9 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1142.02 | 9.31 | 18.91 | | 5.8 | 0.0 | 54.2 | | | |
| (50x50) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1682.43 | 16.73 | 50.69 | 24.13 | 9.5 | 0.0 | 56.0 | 15 | 201.63 | vérifiée |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 80.05 | 16.17 | 3.50 | | 1.7 | 25.3 | 9.9 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 265.50 | 25.90 | 3.66 | | 1.9 | 0.0 | 49.9 | | | |
| (45x45) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1224.54 | 12.78 | 21.91 | 18.47 | 7.9 | 0.0 | 46.4 | 15 | 201.63 | vérifiée |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 228.86 | 2.40 | 4.02 | | 1.5 | 19.9 | 27.5 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1025.56 | 2.53 | 46.07 | | 3.8 | 53.3 | 33.2 | | | |
| (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 717.77 | 10.66 | 13.37 | 14.40 | 6.7 | 0.0 | 11.7 | 15 | 201.63 | vérifiée |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 91.20 | 16.16 | 0.04 | | 2.7 | 44.2 | 26.4 | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 629.60 | 3.45 | 33.95 | | 7.0 | 32.9 | 30.7 | | | |

### V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

$T_u$ : Effort tranchant.

$\rho_a$ :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \; pour \; tous \; les \; poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

**Tableau V.10**La section d'armatures transversales des poteaux.

| Etage | Section | Zone | t (cm) | $A_{t\,ch}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|
| Enter-sol | 55x55 | Nodale | 10 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| RDC | 50x50 | Nodale | 10 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| 1er +2éme | 45x45 | Nodale | 10 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| 3éme+4éme+5éme | 40x40 | Nodale | 10 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset 8 = 2.01$ |

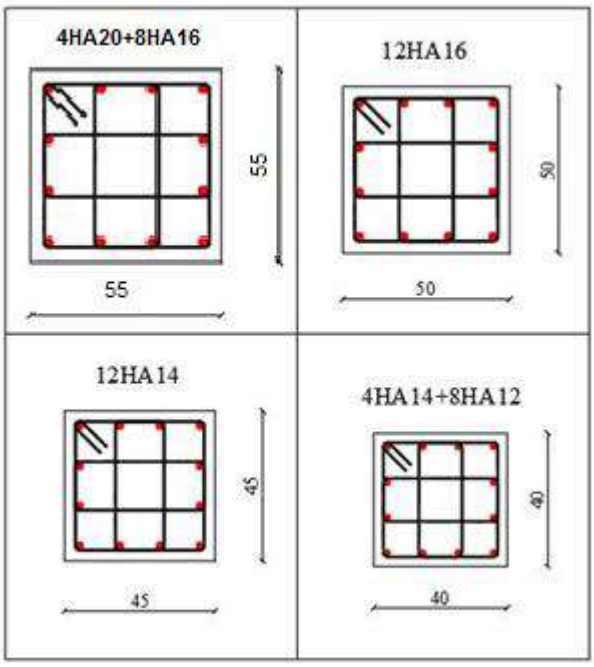



**Figure V.3** Dessin de ferraillage des Poteaux.

## V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

**V.4.1 Ferraillage des trumeaux :**

**V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :**

**Exposé de la méthode des contraintes :**

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\sigma_t$: Contrainte de traction.

$\sigma_c$: Contrainte de compression.

$L_t$: La longueur tendue.

$N_t$: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

$A_v$ : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

**Section minimales et maximales :**

**Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :**

$A_v = 0.2\%B_tB_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_cB_c$: La section horizontale courante.

**Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\% B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11**La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

| Niveau | Voile | L (m) | N (kN) | M (kN. m) | Combinaison | $\sigma_t$ (MPa) | $\sigma_c$ (MPa) | $L_t$ (m) | $N_t$ (kN) | $A_v$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile1 | 4 | 967.71 | 5270.07 | $0.8G - E_x$ | -8.67 | 11.09 | 1.76 | 1522.06 | 38.05 |
| | Voile 3 | 0.8 | 217.27 | 84.78 | $0.8G - E_x$ | -5.41 | 2.67 | 0.35 | 287.5 | 7.18 |
| RDC | Voile1 | 4 | 1190.98 | 5194.61 | $0.8G + E_x$ | -8.25 | 11.22 | 1.69 | 1397.95 | 34.95 |
| | Voile 3 | 2 | 164.23 | 603.37 | $0.8G - E_x$ | -4.12 | 4.94 | 0.91 | 374.51 | 9.36 |
| $1^{ER}$ | Voile1 | 4 | 89.67 | 2728.71 | $0.8G - E_x$ | -5.22 | 5.00 | 1.96 | 1068.58 | 26.71 |
| | Voile 3 | 2 | 235.38 | 450.70 | $0.8G - E_x$ | -2.79 | 3.97 | 0.83 | 230.85 | 5.77 |
| 2émé | Voile1 | 4 | 4.41 | 1897.32 | $0.8G - E_x$ | -3.55 | 3.56 | 2 | 709.29 | 17.73 |
| | Voile 3 | 2 | 266.73 | 365.70 | $0.8G - E_x$ | -2.08 | 3.41 | 0.76 | 157.33 | 3.93 |
| 3émé | Voile1 | 4 | 698.52 | 1948.30 | $0.8G + E_x$ | -2.78 | 4.52 | 1.52 | 423.11 | 10.58 |
| | Voile 3 | 2 | 271.31 | 240.59 | $0.8G - E_x$ | -1.12 | 2.48 | 0.62 | 70.44 | 1.76 |
| 4émé | Voile1 | 4 | 478.33 | 1028.18 | $0.8G + E_x$ | -1.33 | 2.52 | 1.38 | 183.49 | 4.59 |
| | Voile 3 | 2 | 141.25 | 139.24 | $0.8G - E_x$ | -0.69 | 1.39 | 0.66 | 45.85 | 1.15 |
| 5émé | Voile1 | 4 | 251.67 | 455.25 | $0.8G + E_x$ | -0.53 | 1.16 | 1.26 | 68.08 | 1.70 |
| | Voile 3 | 2 | 120.16 | 110.45 | $0.8G - E_x$ | -0.45 | 1.02 | 1.14 | 39.60 | 1.07 |

**Tableau V.12**La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

| Niveau | Voile | $L_t$ (m) | $A_{v\,t}$ (cm²) | $A_{t\,min}$RPA (cm²) | $A_{t\,min}$CBA (cm²) | $S_t$ (cm) | $A_{tchoisie}$ (cm²) | $A_{cchoisie}$ (cm²) | $A_{globale}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile1 | 4 | 38.05 | 7.02 | 0.98 | 15 | 7HA12=7.91 | 1HA12=1.13 | 2x(34HA12)=76.87 |
| | Voile 3 | 0.8 | 7.18 | 2.12 | / | 15 | 2HA12=2.26 | / | 2x(7HA12)=15.83 |
| RDC | Voile1 | 4 | 34.95 | 6.78 | 1.22 | 15 | 6HA12 = 6.78 | 2HA12 = 2.26 | 2x(31HA12)=70.08 |
| | Voile 3 | 2 | 9.36 | 3.63 | 0.36 | 15 | 4HA12 = 4.52 | 1HA12=1.13 | 2x(9HA12)=20.35 |
| $1^{ER}$ | Voile1 | 4 | 26.71 | 8.18 | 0 | 15 | 8HA12 = 9.04 | / | 2x(24HA12)=54.26 |
| | Voile 3 | 2 | 5.77 | 3.30 | 0.70 | 15 | 3HA12 = 3.39 | 1HA12=1.13 | 2x(6HA12)=13.56 |
| 2 émé | Voile1 | 4 | 17.73 | 7.99 | 0 | 15 | 11HA10 = 8.64 | / | 2x(23HA10)=36.11 |
| | Voile 3 | 2 | 3.93 | 3.03 | 0.97 | 15 | 4HA10= 3.14 | 2HA10= 1.57 | 2x(6HA10)=9.42 |
| 3émé | Voile1 | 4 | 10.58 | 6.09 | 1.91 | 15 | 8HA10 = 6.28 | 3HA10= 2.36 | 2x(14HA10)=21.98 |
| | Voile 3 | 2 | 1.76 | 2.50 | 1.50 | 15 | 4HA10= 3.14 | 2HA10= 1.57 | 2x(4HA10)=6.28 |
| 4émé | Voile1 | 4 | 4.59 | 5.52 | 2.48 | 15 | 11HA8 = 5.53 | 5HA8 = 2.51 | x(11HA8)=11.06 |
| | Voile 3 | 2 | 1.15 | 2.65 | 1.35 | 15 | 6HA8 = 3.01 | 3HA8 = 1.51 | 2x(4HA10)=6.28 |
| 5émé | Voile1 | 4 | 1.70 | 5.05 | 2.95 | 15 | 11HA8=5.53 | 6HA8=3.01 | 2x(11HA8)=11.06 |
| | Voile 3 | 2 | 1.07 | 2.45 | 1.22 | 15 | 6HA8 = 3.01 | 3HA8 = 1.51 | 2x(6HA8)=6.28 |

**Tableau V.13**La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

| Niveau | Voile | L (m) | N (kN) | M (kN. m) | Combinaison | $\sigma_t$ (MPa) | $\sigma_c$ (MPa) | $L_t$ (m) | $N_t$ (kN) | $A_{v\,t}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile 5 | 4 | 122.50 | 2076.99 | $0.8G - E_y$ | -3.74 | 4.04 | 1.92 | 718.85 | 17.97 |
| | Voile 7 | 0.8 | 55.37 | 5.09 | $0.8G - E_y$ | -0.59 | / | 0.79 | 55.37 | 1.38 |
| RDC | Voile 5 | 4 | 439.75 | 4228.25 | $0.8G - E_y$ | -7.37 | 8.47 | 1.86 | 1373.28 | 34.33 |
| | Voile 7 | 2 | 357.02 | 594.70 | $0.8G - E_y$ | -3.57 | 5.36 | 0.80 | 285.71 | 7.14 |
| $1^{ER}$ | Voile 5 | 4 | 357.83 | 2842.35 | $0.8G - E_y$ | -4.88 | 5.77 | 1.83 | 894.44 | 22.36 |
| | Voile 7 | 2 | 351.16 | 445.06 | $0.8G - E_y$ | -2.46 | 4.22 | 0.74 | 181.57 | 4.54 |
| 2 émé | Voile 5 | 4 | 280.90 | 2028.11 | $0.8G - E_y$ | -3.45 | 4.15 | 1.82 | 626.60 | 15.67 |
| | Voile 7 | 2 | 328.00 | 361.70 | $0.8G - E_y$ | -1.89 | 3.53 | 0.7 | 132.28 | 3.31 |
| 3émé | Voile 5 | 4 | 133.86 | 2791.32 | $0.8G - E_y$ | -2.91 | 3.12 | 1.89 | 526.68 | 13.17 |
| | Voile 7 | 2 | 276.77 | 270.70 | $0.8G - E_y$ | -1.33 | 2.72 | 0.66 | 87.94 | 2.20 |
| 4émé | Voile 5 | 4 | 103.02 | 877.63 | $0.8G - E_y$ | -1.51 | 1.77 | 1.84 | 279.67 | 6.99 |
| | Voile 7 | 2 | 134.55 | 183.41 | $0.8G - E_y$ | -1.04 | 1.71 | 0.75 | 78.59 | 1.97 |
| 5émé | Voile 5 | 4 | 67.45 | 398.69 | $0.8G - E_y$ | -0.66 | 0.83 | 1.77 | 117.65 | 2.94 |
| | Voile 7 | 2 | 88.60 | 120.14 | $0.8G - E_y$ | -0.60 | 0.75 | 1.56 | 56.45 | 1.25 |

**Tableau V.14**La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

| Niveau | Voile | $L_t$ (m) | $A_{v\,t}$ (cm²) | $A_{t\,min}$RPA (cm²) | $A_{t\,min}$CBA (cm²) | $S_t$ (cm) | $A_{t\,choisie}$ (cm²) | $A_{c\,choisie}$ (cm²) | $A_{globale}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile 5 | 1.92 | 17.97 | 7.69 | 1.98 | 15 | 7HA12=7.91 | 1HA12=1.13 | 2x(16HA12)=36.17 |
| | Voile 7 | 0.79 | 1.38 | 3.17 | / | 15 | 3HA12=3.39 | / | 2x(3HA12)=6.78 |
| RDC | Voile 5 | 1.86 | 34.33 | 7.45 | 0.55 | 15 | 7HA12 = 7.91 | 1HA12 = 1.13 | 2x(30HA12) =67.87 |
| | Voile 7 | 0.80 | 7.14 | 3.20 | 0.80 | 15 | 3HA12=3.39 | 1HA12 = 1.13 | 2x(7HA12)=15.83 |
| $1^{ER}$ | Voile 5 | 1.83 | 22.36 | 7.33 | 0.67 | 15 | 7HA12 = 7.91 | 1HA12 = 1.13 | 2x(20HA12) = 45.22 |
| | Voile 7 | 0.74 | 4.54 | 2.95 | 1.05 | 15 | 3HA12=3.39 | 1HA12 = 1.13 | 2x(5HA12)=11.30 |
| 2 émé | Voile 5 | 1.82 | 15.67 | 7.26 | 0.74 | 15 | 10HA10 = 7.85 | 1HA10 = 0.79 | 2x(20HA10) =31.40 |
| | Voile 7 | 0.70 | 3.31 | 2.79 | 1.21 | 15 | 4HA10 = 3.14 | 2HA10 = 1.57 | 2x(10HA10)=7.85 |
| 3émé | Voile5 | 1.89 | 13.17 | 7.55 | 0.45 | 15 | 10HA10 = 7.85 | 1HA10 = 0.79 | 2x(20HA10) =31.40 |
| | Voile 7 | 0.66 | 2.20 | 2.63 | 1.36 | 15 | 4HA10 = 3.14 | 2HA10 = 1.57 | 2x(4HA10)=6.28 |
| 4émé | Voile 5 | 1.84 | 6.99 | 7.38 | 0.62 | 15 | 15HA8 = 7.54 | 2HA8 = 1.00 | 2x(14HA8)=14.07 |
| | Voile 7 | 0.98 | 1.96 | 3.02 | 0.98 | 15 | 7HA8 =3.52 | 2HA8 = 1.00 | 2x(7HA8)=7.03 |
| 5émé | Voile 5 | 1.77 | 2.94 | 7.10 | 0.90 | 15 | 15HA8 = 7.54 | 2HA8 = 1.00 | 2x(14HA8)=14.07 |
| | Voile 7 | 1.56 | 1.20 | 2.41 | 0.76 | 15 | 5HA8 =2.51 | 2HA8 = 1.00 | 2x(5HA8)=5.02 |

### V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

**Tableau V.15**Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

| Etage | Voile | N (MPa) | M (KN.M) | $\sigma_b$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | 1 | 936.49 | 214.39 | 1.57 | 15 | CV |
| RDC | 1 | 933.52 | 169.42 | 1.48 | 15 | CV |
| 1ier | 1 | 821.47 | 122.98 | 1.25 | 15 | CV |
| 2éme | 1 | 664.33 | 110.83 | 1.03 | 15 | CV |
| 3éme | 1 | 815.34 | 170.10 | 1.33 | 15 | CV |
| 4éme | 1 | 556.67 | 110.53 | 0.90 | 15 | CV |
| 5éme | 1 | 292.04 | 29.22 | 0.42 | 15 | CV |

**Tableau V.16**Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

| Etage | Voile | N (KN) | M (KN.M) | $\sigma_b$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | **5** | 1005.07 | 51.22 | 1.35 | 15 | CV |
| RDC | **5** | 1087.22 | 128.86 | 1.60 | 15 | CV |
| 1ier | **5** | 921.06 | 255 | 1.62 | 15 | CV |
| 2éme | **5** | 731.23 | 228.97 | 1.34 | 15 | CV |
| 3éme | **5** | 577.80 | 128.73 | 0.96 | 15 | CV |
| 4éme | **5** | 397.93 | 81.43 | 0.65 | 15 | CV |
| 5éme | **5** | 226.70 | 52.33 | 0.38 | 15 | CV |

### V.4.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

**Tableau V.17**Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

| Etage | Voile | T (KN) | τ (MPa) | Type de fissuration | $\overline{\tau}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | 1 | 1039.50 | 2.02 | 2.39 | 5 | CV |
| RDC | 1 | 1075.56 | 2.09 | 1.91 | 5 | CV |
| 1ier | 1 | 814.62 | 1.58 | 1.28 | 5 | CV |
| 2éme | 1 | 698.66 | 1.36 | 0.59 | 5 | CV |
| 3éme | 1 | 627.52 | 1.22 | 2.82 | 5 | CV |
| 4éme | 1 | 382.21 | 0.75 | 2.57 | 5 | CV |
| 5éme | 1 | 180.99 | 0.35 | 1.89 | 5 | CV |

**Tableau V.18**érification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

| Etage | Voile | T (KN) | τ (MPa) | Type de fissuration | $\overline{\tau}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E-S | 5 | 118.42 | 0.23 | 2.39 | 5 | CV |
| RDC | 5 | 837.01 | 1.63 | 1.91 | 5 | CV |
| 1ier | 5 | 679.32 | 1.32 | 1.28 | 5 | CV |
| 2éme | 5 | 609.25 | 1.18 | 0.59 | 5 | CV |
| 3éme | 5 | 494.44 | 0.96 | 2.82 | 5 | CV |
| 4éme | 5 | 333.69 | 0.65 | 2.57 | 5 | CV |
| 5éme | 5 | 150.67 | 0.29 | 1.89 | 5 | CV |

### V.4.1.4Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales ($A_h$) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

**Tableau V.19**La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

| Etage | Voile | e ($cm^2$) | he(cm) | $S_t$ (cm) | $A_{h\,ch}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile 1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(8HA12) |
| RDC | Voile 1 | 20 | 3.97 | 10 | 2x(11HA12) |
| $1^{ier}$ | Voile 1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(8HA12) |
| 2éme | Voile 1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(11HA10) |
| 3éme | Voile 1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(11HA10) |
| 4éme | Voile 1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(17HA8) |
| 5éme | Voile1 | 20 | 2.89 | 10 | 2x(17HA8) |

**Tableau V.20**La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

| Etage | Voile | e ($cm^2$) | he(cm) | $S_t$ (cm) | $A_{h\,ch}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| E-S | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(8HA12) |
| RDC | Voile 5 | 20 | 3.87 | 10 | 2x(11HA12) |
| $1^{ier}$ | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(8HA12) |
| 2éme | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(11HA10) |
| 3éme | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(11HA10) |
| 4éme | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(17HA8) |
| 5éme | Voile 5 | 20 | 2.79 | 10 | 2x(17HA8) |

### V.4.1.5Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$ , $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile

**Autre recommandations :**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

### V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1.4 V_u$$

### V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

**On devra disposer :**

- Des aciers longitudinaux $A_l$.
- Des aciers transversaux $A_t$.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) $A_c$.

**a) Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

**a) Aciers transversaux :**

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

**Linteau long :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$ : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1.4 V_u$

**Linteau court :** $S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\overline{V} + (A_t * f_e)}$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}$ et $M_{cj}$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée $l_{ij}$ et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

### V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

**Aciers diagonales :**

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales $A_D$à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

**V.4.2.3Ferraillage minimal :**

**a) Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

**b) Armatures transversales :**

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

**c) Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

**Tableau V.21.**Choix de la méthode de calcul.

| Linteau | Niveau | L(m) | h(m) | V(kN) | τ(MPa) | $0.06f_{c28}$ | $\tau \leq 0.06f_{c28}$ | Choix de la méthode |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | R-1er | 1.30 | 1.89 | 685.03 | 1.11 | 1.5 | OUI | Flexion simple |
| 2 | 5éme | 1.20 | 0.69 | 32.37 | 2.36 | 1.5 | NON | Traction/Compression |

**Tableau. V.22.** Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

| Niveu | $A_{calculé}$ (cm)² | | | | | $A_c$(cm)² | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | AD | Al | At | AC | Sp | AD | AL | At | AC |
| R-1er | 9.98 | 6.1 | 0.75 | 7.56 | 15 | 2x(5HA12=11.3) | (6HA12=6.78) | (2HA10=1.58) | 2x(4HA12=9.05) |
| 5éme | / | 1.05 | 1.58 | / | / | / | (3HA8=1.51) | (2HA10=1.58) | / |

# CHAPITRE VI

## CALCUL DES FONDATIONS

## VI.1INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## VI.2 TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

## VI.3 CRACTERISTIQUES 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.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitation et de la Construction du Centre « L.H.C.C ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.5\text{m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18.5\,\text{kN/m}^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.5 \text{ bar}$$

Pour ne pas perdre laitance du béton(ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

## VI.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

### VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

#### VI.4.1.1Méthode de calcul :

**a) Répartition trapézoïdales :**

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne $\sigma_m$, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale $\sigma_2$.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right)B$ $\Rightarrow$ $\frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

**Remarque :**

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

**Données :**

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar = 0.2MPa \quad , \quad a = b = 55cm \quad , \quad c = 3cm$$

**Tableau VI.1**Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

| Semelle | N(kN) | $M_x$(kN. m) | $M_y$(kN. m) | A(m) | B(m) | h(cm) | $A_{ch}$(m) | $B_{ch}$(m) | d(cm) | $h_{ch}$(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 | 1938.94 | 9.87 | 8.32 | 3.11 | 3.11 | 79 | 3.6 | 3.6 | 40 | 80 |
| S2 | 1296.45 | 18.15 | 3.08 | 2.55 | 2.55 | 59 | 2.8 | 2.8 | 60 | 60 |
| S3 | 659.46 | 4.44 | 9.08 | 1.82 | 1.82 | 39 | 2 | 2 | 80 | 40 |

### VI.4.1.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

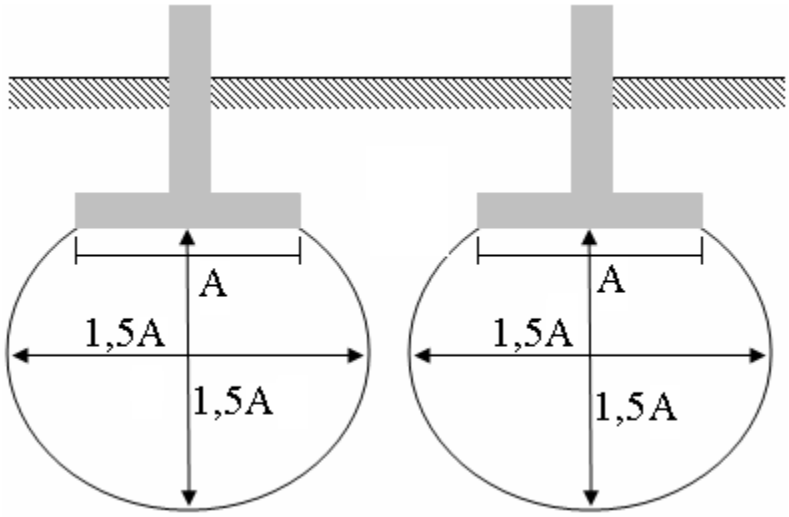



**Figure VI.1 :** Les bulbes de pression sous la semelle

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Le schéma suivant présenté les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

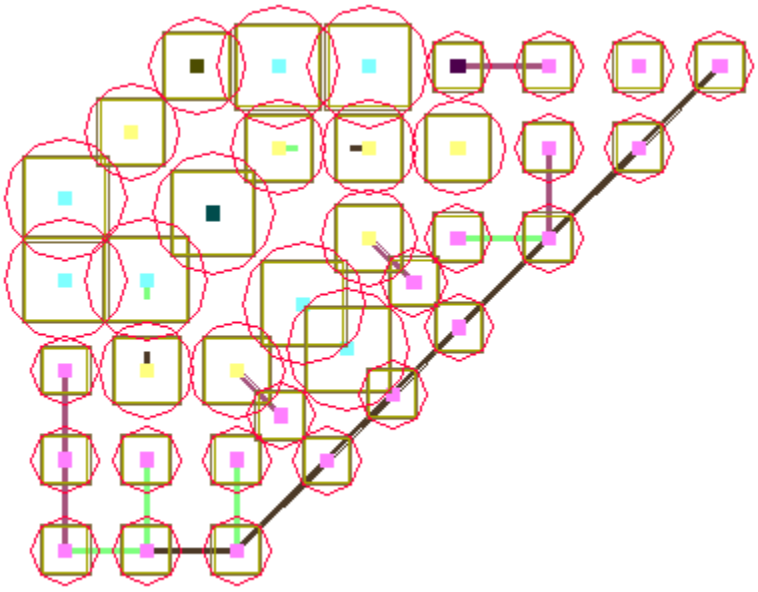


**Figure VI.2 :** chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x),ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

**VI.4.2 Semelle filante (continue) :**

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

**VI.4.3Dimensionnement des semelles :**

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 ($e \geq 3cm$).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

**Tableau VI.2**: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

| Semelle | Nser(KN) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | B(m) | $B_{adop}$ (m) | L (m) | H(Cm) | $H_{adop}$(Cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf1 | 3365.05 | 0.2 | 0.50 | 2.00 | 33 | 39.25 | 50 |
| Sf2 | 7616.18 | | 2.05 | 2.40 | 18.5 | 49.25 | |

**VI.4.4Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :**

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$.

$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$

**Tableau VI.3**: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

| semelle | $\sum N_{ser}$ (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{a.poteaux}$ (KN) | $P_{a.voile}$ (KN) | $P_{remblai}$ (KN) | $S_{semelle}$ ($m^2$) | $\sigma_{ser}$ (bar) | $\overline{\sigma_{sol}}$ (bar) | $\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SF1 | 3365.05 | 555.00 | 122.51 | 128.79 | 814.74 | 44.04 | 1.33 | 2 | Vérifiée |
| SF2 | 7616.18 | 381.65 | 39.49 | 91.98 | 873.22 | 38.16 | 1.26 | | Vérifiée |

**VI.4.5Vérification de la stabilité au renversement :**

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des élément de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

**Tableau VI.4**:Vérification de la stabilité au renversement.

| semelle | $N_{ser}$ (kN/ml) | $M_{ser}$ (kN.m) | $e_0$ (cm) | B(m) | $\frac{B}{4}$ (cm) | $e_0 \leq \frac{B}{4}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SF1 | 508.93 | 145.57 | 28.64 | 2.0 | 50 | Vérifiée |
| SF2 | 1948.38 | 9.50 | 0.48 | 2.4 | 60 | |

**Conclusion :**A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

### VI.4.6Vérification du chevauchement entre les semelles filantes :

**Tableau VI5**: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

| semelles | L(m) | B(m) | B'(m) | $\frac{B+B'}{2}$ | $L > \frac{B+B'}{2}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | 3.67 | 2.40 | 2.00 | 2.20 | Vérifiée |
| Suivant Y | 4.00 | 2.00 | 2.40 | 2.20 | Vérifiée |

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semellesfilantes.

### VI.4.7Dimensionnement de la poutre de libage pour la semellesous plusieurspoteaux:

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastiquequi prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \Rightarrow h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

E :Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);
L : La plus grande travée dans la fille;
K :raideur du sol (K = 4 kg/cm3);
I: Moment d'inertie de la poutre de libage$I=\frac{b.h_p{}^3}{12}$;
hp: la hauteur de la poutre de libage.

**Tableau VI.6**: Dimensionnement de la poutre de libage.

| Elément | B(m) | Lmax(m) | $hp_{calculé}$ (cm) | $hp_{adopté}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|
| Poutre de libage | 0.55 | 18.5 | 84.88 | 100 |

Donc la section de la poutre de libage : 55x100cm².

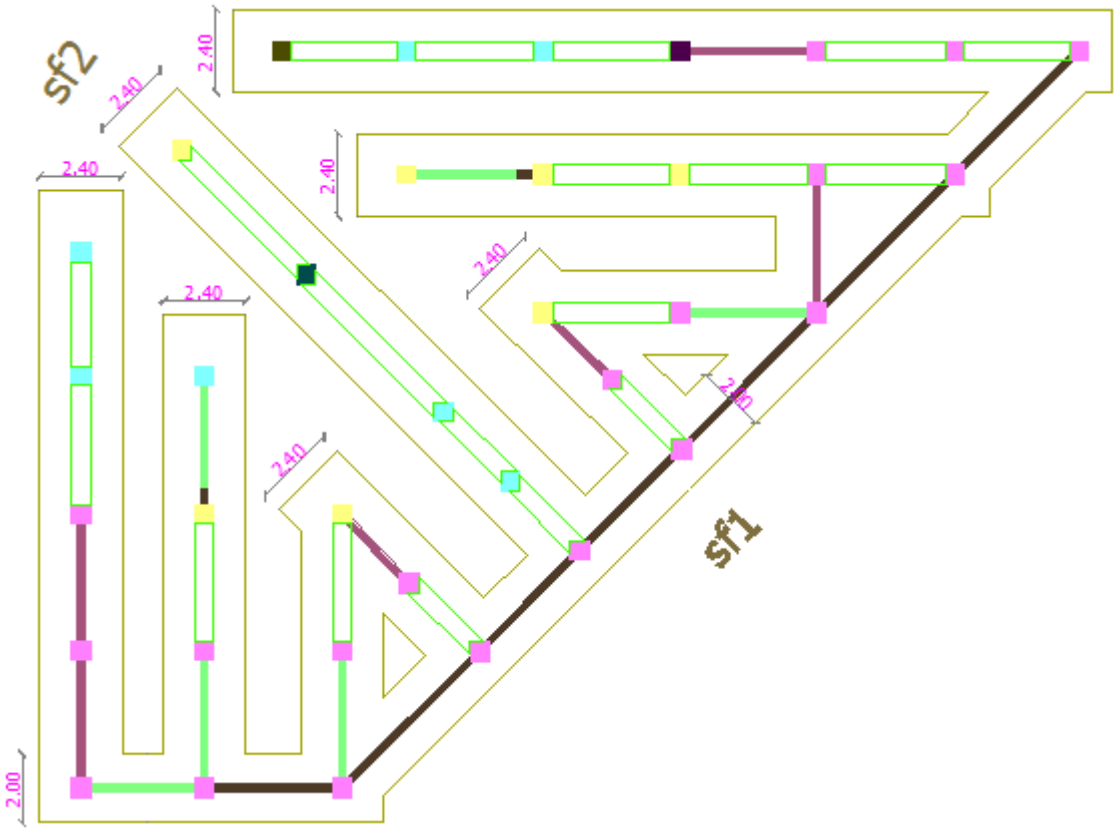



**Figure VI.3.** Les dimensions final des semelles filantes

### VI.4.8 Calcul de Ferraillage:

#### a) Sous un voile :

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage ($A_b$) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b * B_{adopté}}{4}$$

#### b) Sous plusieurs poteaux :

Le calcul de ferraillage se diviser en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

### VI.4.9-Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment $M_b$ parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et $M_b$, on déterminera la quantité de ferraillage ($A_b$) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

**Tableau VI.7**: Ferraillages des semelles filantes sous un voile et sous un poteau

| Semelle | Nu (KN/ml) | Mu (KN.m) | e0(cm) | B (m) | Acalculie (cm2) | St (cm) | A choisie (cm2) | A choisie (cm2)/ml |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf1 | 1700.67 | 115.55 | 20 | 2.00 | 24.4 | 15 | 16HA14=24.63 | 6HA14=9.24 |
| Semelle | Nu (KN/ml) | Mu (KN.m) | Section(cm) | B (m) | Acalculie (cm2) | St (cm) | A choisie (cm2) | A choisie (cm2)/ml |
| Sf2 | 2328.43 | 196.51 | 55x55 | 2.40 | 40 | 15 | 26HA14=40.02 | 6HA14=9.24 |

### VI.4.10Armatures principales:

**Tableau VI.8**: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

| Semelle | $N_u$(KN/ml) | A (m) | B(m) | $A_{calculée}$($cm^2$) | A $_{choisie}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$/ml($cm^2$) | St (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf2 | 2100 | 5.35 | 2.40 | 30.2 | 20HA14=30.79 | 6HA14=9.24 | 10 |

### VI.4.11Armature de repartitions :

-$A_{a,rép} = (5.35 \times 2.4)/4 = 3.21 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6.79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

### VI.4.12-Longitudinalement :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$F_u = \sigma_u * B_{adopté}$$

$$F_{ser} = \sigma_{ser} * B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 * (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} * L}$$

**Tableau VI.9**: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

| P.libge | $\sum N_u$ (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{a.poteaux}$ (KN) | $P_{remblai}$ (KN) | $P_{P.libage}$ (KN) | $\sigma_u$ (MPa) | $\sigma_{ser}$ (MPa) | $F_u$ (KN/ml) | $F_{ser}$ (KN/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SF2 | 10097.16 | 479.25 | 35.73 | 749.78 | 218.53 | 1.77 | 1.69 | 543.29 | 406.29 |

### VI.4.13-Détermination des moments de la poutre de libage:

**Tableau VI.10** Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

| ELU | | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| $M_a$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) | T(kN) | $M_a$ (kN.m) | $M_t$ (kN.m) |
| 1061.40 | 722.11 | 1387.25 | 794.14 | 540.28 |

### VI.4.14-Calcul des armatures longitudinales :

**Tableau VI.11**: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

| Semelle | | Mu (KN.m) | A calculée (cm2) | A calculée (cm2) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| Sf2 | Travée | 1061.40 | 18.10 | / | 5HA20+2chHA16= 19.73 |
| | Appui | 722.11 | / | 27.30 | 5HA20+6chHA16= 27.77 |

### VI.4.15Vérification des contraintes à l'ELS:

-Pour une fissuration préjudiciable:

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_b}$=201.63MPa

**Tableau VI.12**: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

| Semelle | Position | Mser (KN.m) | As1 (cm2) | As2 (cm2) | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s$ | $\sigma_s$ ' | obser |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf2 | Travée | 540.28 | 19.73 | 15.71 | 4.05 | 15 | 107.8 | 201.63 | CV |
| | Appui | 794.14 | 15.71 | 27.77 | 2.87 | 15 | 112.4 | 201.63 | CV |

### VI.4.16.Vérification du cisaillement de la poutre de libage:

**a)Armatures transversals:**

Les valeurs des sections d'armatures transversales($\mathbf{A_t}$),ainsi que leurs espacements($\mathbf{S_t}$) sont résumes dans les tableaux suivants

**Tableau VI.13**Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

| | | | | CBA93 | | RPA99v2003 | | | ***St***adopté | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Elément | T (KN) | $\tau_u$ (Map) | $\bar{\tau}_{adm}$ (Map) | $S_t$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{ZN}$ (cm) | $S_{ZC}$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{ZN}$ (cm) | $S_{ZC}$ (cm) | At ch ($cm^2$) |
| Sf2 | 1387.25 | 2.02 | 2.5 | 17.85 | 5.5 | 19.25 | 50 | 2.47 | 10 | 30 | 8HA10=6.28 |

**b)Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à un hauteur de 100 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre$A_p$=3×1.2=3.6 $cm^2$ , donc on adopte 4HA12=4.52 $cm^2$.

### VI.5.1 Calcul de voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.
Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
-l'épaisseur minimale des voiles est: e ≥ 15 cm.
-Les armatures sont constituées de deux nappes.
-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

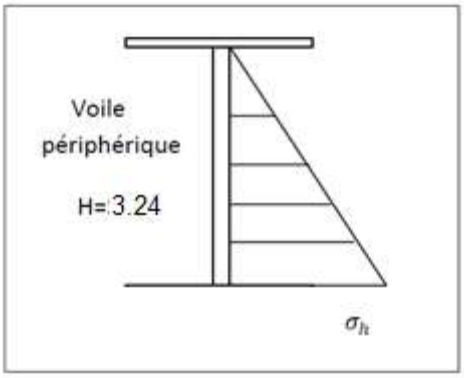



**Figure VI.4**Schéma statique du voile périphérique.

### VI.5.2Calcul de la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} . \rho_h . K_p . H^2$$

Avec : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_h = 18.5\ kN/m^3$ , $H = 3.24m$ , $\varphi = 20°$ $\Rightarrow$ $K_p = 0.49$

$\rho_h$ : poids volumique des terres.
$K_p$: coefficient de poussée.
φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 18.5 \times 0.49 \times (3.24)^2 = 47.58 kN/m$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

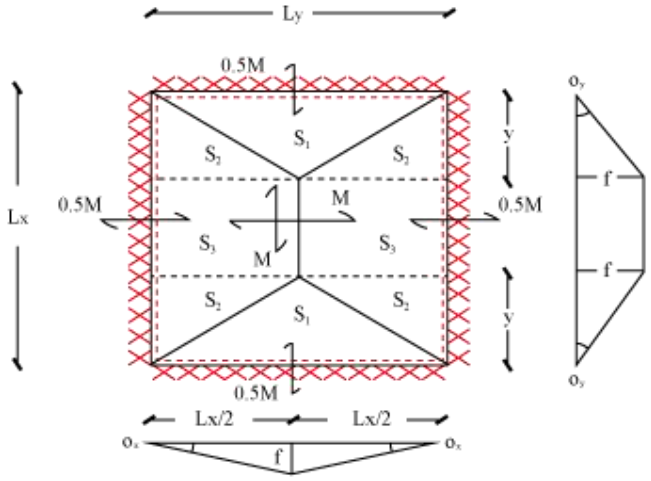



**Figure VI.5**: Les lignes de rupture.

**Tableau VI 14**: Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

| P(kN/m) | $P_u$(kN/m) | $P_s$(kN/m) | $M_u$ =0.453$P_u$ (kN.m) | $M_s$ =0.453$P_s$(kN.m |
|---|---|---|---|---|
| 47.58 | 64.23 | 47.58 | 29.09 | 21.55 |

### a)Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

avec :

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0.5M \end{cases}$$

b=100cm, h=20 cm ; c=2.5cm $\boldsymbol{\sigma_b}$=14.20MPa;$\boldsymbol{\sigma_s}$==348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

**TableauVI15** section d'armatures du voile périphérique.

| | $M_U$(kN.m) | A ($cm^2$) | $A_{min}$ (cm2) | $A_{choix}$ (cm2) | Espacement (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| travée | 29.09 | 5 | 2.00 | 5HA12=5.65 | 15 |
| appuis | 14.54 | 2.4 | 2.00 | 3HA12=3.39 | 15 |

### VI.5.3Vérification des contraintes à l'ELS :

**TableauVI.16**Vérification des contraintes à l'ELS.

| contraint | $M_{ser}$(kN.m) | $\sigma_b$ (MPA) | $\overline{\sigma_b}$(MPA) | vérification | $\sigma_s$ (MPA) | $\sigma_s$ '(MPA) | $\overline{\sigma_s}$(MPA) | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | 21.55 | 5.8 | 15 | oui | 201,63 | 0 | 201.63 | oui |
| appuis | 10.77 | 4.8 | 15 | oui | 201,63 | 0 | 201.63 | oui |

### VI.5.4Vérification au cisaillement à l'ELU :

Pu=64.23kn/m

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_{u\times} l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{80.73 \times 10^3}{(1000 \times 175)} = 0{,}461\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ \text{MPa}$$ Condition vérifée.

### VI.6.1Ferrailage des longrines :

1)Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

2)Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S2: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ kN.

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30\times30$ cm$^2$.

$\alpha = 10$ (Zone III, S2).

**VI.6.2Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

**TableauVI.17**. Ferraillage longitudinal des longrines.

| Section (cm$^2$) | $N_u$ (kN) | F (kN) | $A_{calculée}$ (cm$^2$) | $A_{adoptée}$ (cm$^2$) | $A_{min}$ CBA (cm$^2$) | $A_{min}$ RPA (cm$^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30× 30 | 2100.00 | 175 | 5.72 | 6HA14=9.24 | 0.90 | 5.40 | Vérifiée |

**VI.6.3Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

- $\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha.A}$ ; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6.}\,F_{tj}\right\}$. ... ... ... ... Fissuration préjudiciable.

**TableauVI.18**Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

| Section (cm$^2$) | $N_{ser}$ (kN) | $F_{ser}$ (kN) | $A_{adoptée}$ (cm$^2$) | $\sigma_s$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 30×30 | 1938.40 | 161.58 | 9.24 | 174.87 | 201.63 | Vérifiée |

**VI.6.4Calcule des armatures transversals:**

**TableauVI.19**: Calcul des armatures transversales des longrines.

| $\phi_l$ (mm) | $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ | $\phi_t$ (mm) | $A_t$ (cm$^2$) | $S_{t.cal}$ (cm) | $S_{t.adoptée}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 14 | 4.66 | 8 | 4HA8=2.01 | 18 | 15 |

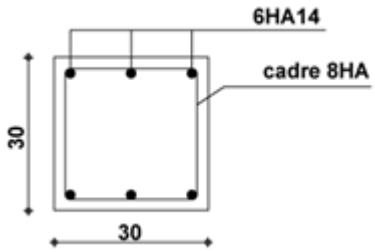



**Figure VI.6**: Ferraillage de la longrine

# *Conclusion gènèrale :*

*En conclusion, on peut dire qu'à ce stade du projet, la structure semble Satisfaisante d'un point de vue statique ainsi que dynamique, tous en respectant les exigences des règlements RPA99 version 2003, et CBA93.*

*Ce projet nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire, et de nous familiariser avec les différents logiciels de calcu utilisés D'un point de vue personnel, ce projet a été particulièrement motivant et riche en enseignements, fut comme initiative pour le début d'une vie professionnel.*

*D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce rojetép fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique ,il est très important que l'ingénieur en civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet afin de prendr en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par apport à l'architecte proposé et arriver a une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcout important*

*En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.*

# Documents réglementaires :

1. *Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ;*
2. *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 ;*
3. *Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 ;*
4. *DTU 331, NFP 208_601 ;*
5. *Règlement de sécurité.*

## Manuels techniques :

1. *Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1«HENRY THONIER ».*
2. *La construction en zone sismique « VICTOR DAVIDOVICI » :*
3. *Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI ;*
4. *Technique d'ingénieur ;*
5. *Cour béton armé Pr :O.BOUKENDAKDJI .*

## Logiciel :

1. *SAP2000 v20.2.2 ;*
2. *ROBOT EXPERT 2010 ;*
2. *AUTOCAD 2019.*