REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en Sous-sol +RDC + 8 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles

Présenté par :

ANABI Fatiha

IRES Wissam

Dirigé par :

Ms : KHALLADI Mohamed

Promotion Juin 2019

ملخص

هذ المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق تحت الأزض +طابق أرضي+ثمانية طوابق) , و المقرر بناؤها في باب الزوار بولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99» و قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un (Sous -sol+ RDC + 08 étages) qui sera implantée à – beb azzoar - Wilaya d'Alger, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de forte sismicité *(*Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés 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'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V20.

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

Mots clés : structure ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of (underground Ground for dealing +08 floors), which will be established in beb azzoar in- Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

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

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V20.

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

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Remerciment

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements tout d'abord à notre dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience durant ces langues années d'étude

L'expression de notre haute reconnaissance et gratitude à notre encadreur ***MOHAMED KHALADI*** *pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.*

Tenons a remercier également ***Mr. OULD TURKI BENAISSA*** *pour sa disponibilité et ses orientation précieuses , tout le longe de ce proje.*

Enfin j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, qui nous ont toujours soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire et aussi a la Faculté Sciences technologie, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée, ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Merci à tous et à toutes

.

Dédicace

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *e t à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrific es illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mon frère : ***Othemen***

A mes soeurs : ***Fatima , Lamia , Djamila***

A mes trés chères petits enfants : ***Rahim, Ishak ,Madjid, Salma,Manar***

A les maries de mes soeurs : ***Djamal , Monir , Abde Rahman***

A toute la famille : ***Anabi , Bensellem***

Je remercie mon amie ***Wissem*** *qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

A mes Amies : ***ASA,Nour ,Amel ,Wahiba , Hafidha , Ahlem ,Menel , Khadidja , Hadjer ,Sarah ,Fella , Rofaida ,Zarfofa ,Raouf.***

Atout la promotion de G.C 2019.

Fatiha

Dédicace

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *e t à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrific es illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : ***Hocine, Foudhil***

A mes soeurs : ***Siham, Farida, Sarah, Nesrine***

A mes trés chères petits enfants : ***Bahaa, Hadjer, Rana, Mohamed, Akram***

A toute la famille : ***Ires, Abde el MALEK***

A les maries de mes sœurs : ***Youssef, Walid***

A les maries de mes frères : ***Djihad, Imane.***

Je remercie mon amie ***Fatiha*** *qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

A mes Amies : ***Am,Samia, Ahlem, Naziha, Zohra, Soad, Naima, Khadidja, ALI, Rachid.***

Atout la promotion de G.C 2019.

WISSEM

Sommaire

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.

I. Introduction……..1

I.1.présentation de l'ouvrage ……...1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……..1

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment …….....1

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment …….....1

I.2.3. Système de contreventement ……2

I.2.4. Planchers ……..2

I.2.5. Maçonnerie……2

I.2.6. Revêtements ……2

I.2.7. L'acrotère ……2

I.2.8. Les escaliers ……2

I.2.9. Infrastructure ……3

I.2.10. Fondation ……3

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……....3

I.3.1. Béton ……3

I.3.1.1. Résistance du béton ……3

I.3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression ……3

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction ……3

I.3.1.2. Module d'élasticité ……4

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale ……4

I.3.1.2.b) Module d'élasticité transversale ……...4

I.3.1.3. Contraintes limites ……4

I. 3.1.3.a. A l'ELU ……...4

I.3.1.3.b. A l'ELS ……5

I.3.2. Ciment ……..6

I.3.3.Les aciers ……..6

I.3.3.1.Types d'acier ……..6

I.3.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……..6

I.4.Conclusion ……..7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges ……8

II.1. Introduction ……8

II.2. Les planchers……8
II.2.1. Plancher à corps creux ……8
II.2.2. Les dalles pleines ……9
a) Critère de résistance ……9
b) Sécurité contre l'incendie……...…10
c) condition d'isolation acoustique ……10
II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……...10
II.3.1. Maçonnerie ……..10
II.3.1.1. Murs intérieurs ……..10
II.3.1.2. Murs extérieurs ……10
II.3.2. Plancher à corps creux ……11
II.3.2.1. Plancher terrasse inaccessible ……11
II.3.2.1.a. Charges permanentes ……..11
II.3.2.1.b. Charges d'exploitations ……..12
II.3.2.2. Plancher courant ……12
II.3.2.2.a. Charges permanentes ……..13
II.3.2.2.b. Surcharges d'exploitation ……...13
II.3.3. Plancher à dalles pleines ……...13
II.3.3.1. Plancher terrasse inaccessible ……...13
II.3.3.1.a. Charges permanentes ……13
II.3.3.1.b.Charges d'exploitations ……..14
II.3.3.2. Plancher courant ……...14
II.3.3.2.a. Charges permanentes ……14
II.3.3.2.b. Surcharges d'exploitation ……..15
II.4. Pré dimensionnement des poutres ……15
II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……...17
II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement ……17
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f ……18
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} ……...18
II.5.4. La surface reprise par le poteau ……19
II.5.5. Descente des charges ……20
II.5.5. a. Charges d'exploitation ……...20
II.5.5. b. Charges permanentes et N_u ……21
II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ……22
II.5.7. Vérification aux zones nodales ……..23
II.6. Pré dimensionnement des voiles ……23

II.7. Conclusion……...24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction ……..25
III.2.L'acrotère ……..25
III.2.1.Introduction ……25
III.2.2.Principe de calcul ……25
III.2.3.Évaluation des charges et surcharges ……..26
III.2.4.Calcul de ferraillage ……26
III.2.5.Vérification des contraintes à l'E.L.S ……27
III.3.Plancher corps creux ……..27
III.3.1. La dalle de compression ……27
III.3.2.Les poutrelles ……..28
a) Avant coulage ……28
a.1) Evaluations des charges et surcharges ……29
a.2) Calcul des moments à ELU ……29
a.3) Calcul des étaiements ……..29
b) Après coulage ……....30
b.1) méthode de calcul ……30
b.2) Evaluation des charges et surcharges ……30
b.3) Calcul des efforts internes ……30
b.4) calcul le ferraillage ……...….33
III.4. Les vérifications……33
III.5.Les escaliers……35
III.5.1.Introduction ……..35
III.5.2. type d'escalier ……..35
III.5.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……35
III.5.3.1. Charges permanentes ……..35
III.5.3.2. Charges exploitations ……....36
III.5.3.3. Combinaison des charges ……...36
III.5.3.4. Les sollicitation de l'escalier ……..36
III.5.3.5. Calcule le ferraillage ……..36
III.6. Les vérifications ……...36
III.7. Calcul de la console ……..38
III.7.1. Pré dimensionnement ……...38
III.7.2.Evaluation des charges ……..…….38
III.7.3. Les sollicitation de la console ……..39

III.7.4. Ferraillage de la console ……...39
III.7.5. Les vérifications ……...39
III.7.6.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……40
III.7.6.1. Charges permanentes ……40
III.7.6.2. Charges exploitations …… 40
III.7.6.3. Les sollicitation de l'escalier ……40
III.7.6.4. Calcule le ferraillage ……41
III.8. Les vérifications ……...41
III.9. La dalle machine ……..42
III.9.1. Introduction ……...42
III.9.2. Pré dimensionnement ……42
a) Résistance à la flexion ……...42
b) Condition de l'E.N.A.S.C ……..42
III.9.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……43
III.9.3.1. Charge permanentes ……..43
III.9.3.2. Charges d'exploitations ……43
III.9.3.3. Détermination des charges de la dalle ……...43
III.9.4. Calcul des sollicitations ……43
III.9.4.1.Méthode de calcul ……...43
III.9.4.2. Calcul des moments ……...44
III.9.4.3. calcul le ferraillage (flexion simple) ……..……44
III.9.4.4. Les vérifications……44
III.10.Les dalles pleines ……46
III.10.1.Définition ……46
III.10.2.Principe de calcul ……46
a) Travail externe ……..46
b) Travail interne ……...46
III.10.3.Hypothèse du calcul ……46
III.10.4.Evaluation des sollicitations …….. 47
III.10.5.Les différents types des dalles pleines ……....47
III.10.5.1.1^{ére} types ……..47
III.10.5.1.a. Calcul des moments ……48
III.10.5.1.b. Calcul du ferraillage à l'ELU……...48
III.10.6.1.2^{éme} types ……48
III.10.6.1.a. Calcul des moments ……48
III.10.6.1.b. Calcul du ferraillage à l'ELU ……..49

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1. Introduction……...50
IV.2. Critères de classification selon RPA 99 version 2003 ……50
IV.2.1. Classification des zones sismique ……50
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance ……..50
IV.2.3. Classification des sites ……50
IV.3.Caractéristiques géométriques de la structure ……...51
IV.3.1. Le centre de masse ……...51
IV.3.2. Le centre de torsion ……..51
IV.3.3. Position du Centre de masse et centre de torsion auto-stable……..…….52
IV.3.4. Calcul d'excentricité……53
IV.3.4.1. Excentricité admissible ……53
IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) ……...53
IV.3.5. Calcul d'excentricité corrigée …… ……54
IV.3.5.1. Excentricité admissible corrigée……54
IV.3.5.2. Excentricité théorique (statique) corrigée……..55
IV.3.6. Disposition du voile……...55
IV.3.6.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) ……55
IV.3.6.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements ……55
a) 1ère disposition (voile de contreventement) ……...55
b) 2ème disposition ……..56
c) 3ème disposition……...56
d) 4ème disposition:……..57
e) 5ème disposition ……..57
IV.3.6.3. Calcul de centre de masse ……..……59
IV.3.6.4. Calcul de centre de masse globale ……59
IV.3.6.5. Calcul de centre de torsion ……59
IV.3.6.6. Calcul de centre de torsion globale ……...59
IV.3.7. Calcul d'excentricité……..60
IV.3.7.1. Excentricité admissible……..60
IV.3.7.2. Excentricité théorique (statique)……60
IV.3.7.3. Excentricité accidentelle:……...61
IV.3.7.4. Effets de la torsion accidentelle ……61
IV.4. Choix de la méthode de calcul……..62
IV.4.1. Introduction ……..62
IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente……...62

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale……...62
IV.4.3.1. Principe de la méthode ……..62
IV.4.3.2. Modélisation ……..63
IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul……..……63
a) Coefficient d'accélération A ……..63
b) Facteur de correction d'amortissement η ……...63
c) Coefficient de comportement R ……63
d) Facteur de qualité Q ……...65
IV.5.Résultats de l'analyse dynamique .....…….67
IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes ……67
IV.5.2. Vérification de participation massique ……69
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base ……...74
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement ……..74
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête ……..74
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages ……74
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments……77
IV.5.8. Vérification de l'effort normale réduit à la base……..……78
IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ ……78

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

V.1. Introduction……....80
V.2. Ferraillage des poutres ……...81
V.2.1.Introduction ……81
V.2.2.Recommandations du RPA 99 ……81
V.2.2.1. Armatures longitudinales ……81
V.2.2.2. Armatures transversales ……..82
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 et CBA93 ……..83
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS ……...84
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…….....84
V.2.6. Calcul des armatures transversales…….…85
V.2.7. Vérification de la flèche……..86
V.3. Ferraillage des poteaux ……..90
V.3.1.Introduction ……90
V.3.2.Détermination des armatures longitudinales……90
V.3.2.1.Recommendation des règlements……..90
V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage……90
V.3.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance……91

V.3.2.4.Vérification selon le RPA et CBA……92
V.3.2.5.Vérification des contraintes à l'ELS……..92
V.3.3.Détermination des armatures transversales……..93
V.3.3.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u ……93
V.3.3.2.Contrainte tangente admissible $\tau_{u\ adm}$ ……...93
V.3.3.3.Calcul les armatures transversales……94
V.4. Ferraillage des voiles ……....98
V.4.1.Les voiles pleines……98
V.4.1.1.Les armatures verticales……98
V.4.1.2.Les armatures horizontales……..101
V.4.1.3.Armatures transversales……..102
V.4.2.Les voiles avec files d'ouvertures ……103
V.4.2.1.Les trumeaux ……..103
V.4.2.1.1. Les armatures verticales ……103
V.4.2.1.2. Les armatures horizontales……..104
V.4.2.2. Les linteaux ……105
V.4.2.2.1. Recommandations réglementaire ……...105
V.4.2.2.2. Ferraillage des linteaux ……...105
V.4.2.2.2.1. Premier cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$……105
V.4.2.2.2.2. Premier cas: $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ ……..106
V.5. Conclusion……...108

Chapitre VI. Calcul de l'infrastructure.

VI.1.Etude du sol……109
VI.1.1.Introduction……..109
VI.1.2.situation du projet……109
VI.1.3.Compagne d'investigation ……...109
VI.1.4. Nature du sol ……..109
VI.2. Etude des fondations……...109
VI.2.1. Introduction……109
VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations……...…….110
VI.2.3.Type de fondation……...110
VI.2.3.1.Semelle isolée……111
VI.2.3.2.Semelle filante (continue) ……..113
VI.2.3.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 116
VI.2.3.4.Calcul le ferraillage ……117

a) Sous voiles ……..117
b) Sous plusieurs poteaux…….118
VI.2.3.5.Détermination des moments de la poutre de libage…….119
VI.2.3 Calcul du Radier partiel ……..122
VI.2.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS ……...122
VI.2.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS……122
VI.2.3.3 Vérification de poinçonnement à l'ELU …….123
VI.2.3.4. Ferraillage de radier ……... 123
VI.2.3.4.a. Calcul des moments ……123
VI.2.3.4.b. Calcul le ferraillage (flexion simple) …….124
VI.3. Les longrines……...124
VI.3.1. Introduction…….124
VI.3.2. Pré dimensionnement……..124
VI.3.3. Détermination des sollicitations……..124
VI.3.4. Calcul du ferraillage……125
VI.3.5. Recommandation des règlements……125
VI.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS……..…….125
VI.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement……...126
VI.4. Etude de voile périphérique…….128
VI.4.1.Dimentionnement…….128
VI.4.2. Méthode de calcul……..….128
VI.4.3.Calcul des moments ……....129
VI.4.4.Calcul du ferraillage à l'ELU ……..130

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1.Vue en plan de la structure……..1

Figure I.2.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU……..4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux ……..8

Figure II.2. Composants d'un plancher terrasse…….……10

Figure II.3. Composants d'un plancher courant……..…11

Figure II.4. Dimensionnement de la poutre secondaire axe (D-E) et la poutre principale axe (2-3)…….15

Figure II.5. Section réduite du poteau……...….17

Figure II.6. Le poteau le plus sollicité (E-3) ……18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1.dimension de l'acrotère ……..26

Figure III.2.Ferraillage de l'acrotère ……27

Figure III.3.Poutrelles à 02 travées ……...….30

Figure III.4.diagramme des moments et les efforts tranchants de la poutrelle à 02 travées (ELU) et (ELS) ……..31

Figure III.5.Poutrelles à 04 travées ……....31

Figure III.6.diagramme des moments de la poutrelle à 04 travées (ELU) et (ELS) ……..…31

Figure III.7.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 04 travées (ELU) ……...32

Figure III.8.Poutrelles à 05 travées…….32

Figure III.9.diagramme des moments de la poutrelle à 05 travées (ELU) et (ELS) …….32

Figure III.10.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 05 travées (ELU)……..32

Figure III.11. Ferraillage des poutrelles ……34

Figure III.12. Schéma statique à ELU et ELS ……...38

Figure III.13.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 3 appuis……..47

Figure III.14.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 2 appuis……..…48

Chapitre IV : Etude dynamique.

Figure IV.1.La disposition du centre de masse et centre de torsion……...52

Figure IV.2.La disposition du centre de masse et centre de torsion……...54

Figure IV.3.La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)……...55

Figure IV.4.1ère disposition des voiles ……...56
Figure IV.5.2ème disposition des voiles……...56
Figure IV.6.3ème disposition des voiles……...57
Figure IV.7.4ème disposition des voiles…….....57
Figure IV.8.5ème disposition des voiles…….....58
Figure IV.9.La vue en 2D (plan X-Z)…….58
Figure IV.10.La disposition du centre de masse et centre de torsion…….60
Figure IV.11.Spectre de réponse X ……..66
Figure IV.12.Spectre de réponse Y……..…..66
Figure IV.13.Le comportement des trois premiers modes…….68
Figure IV.14.Cencentration des forces sismique aux étages suivant X…….72
Figure IV.15.Cencentration des forces sismique aux étages suivant X……....…73
Figure IV.16.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU……..…….77

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1. Poutre principale (30 x 40)…….…87
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principale (30 x 40)……...87
Figure V.3. Poutre principale (30 x 40) entre deux voiles…….87
FigureV.4. Disposition des armatures des poutres principales (30 x 40) entre deux voiles……...87
Figure V.5. Poutre secondaire (30 x 40)…….88
Figure V.6. Disposition des armatures des poutres secondaires (30 x 35)…….88
Figure V.7. Poutre secondaire (30 x 35) entre deux voiles……88
Figure V.8. Disposition des armatures des poutres secondaires (30 x 35) entre deux voiles……89
Figure V.9. Chainages (30 x 25)……89
Figure V.10. Disposition des armatures des chainages (30 x 25)……..89
Figure V.11. Ferraillage des poteaux (45 x 45)……..97
Figure V.12. Ferraillage des poteaux (50 x 50)……..97
Figure V.13. Ferraillage des poteaux (55 x 55)……..97
Figure V.14. Disposition des voiles……..98
Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (25 x 345)……...…102
Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles V_2 (25 x 325)……102
Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (25 x 330)……103
Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (25 x 315)……103
Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (25 x 137.5)…….103
Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V'_1 (25 x 315)……...108

Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V'$_2$ (25 x 315)……...108

Chapitre V : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1.Les bulbes de pression sous la semelle…….....112
Figure VI.2.Chevauchement des bulbes de pression sous la semelle……..….113
Figure VI.3.Position des semelles filante…….115
Figure VI.4.Ferraillage des semelles filantes (S.F.F)……..….117
Figure VI.5.Ferraillage des semelles filantes (S.F.D)…….….118
Figure VI.6.Ferraillage des semelles filantes (S.E.C)…….…….121
Figure VI.7.Ferraillage des semelles filantes (S.E.E)……..121
Figure VI.8. Longrine (30 x 30)……...127
Figure VI.9. Disposition des armatures de longrine (30 x 30)…….128
Figure.VI.10.Les lignes de ruptures dans le panneau ……..129

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$……5

Tableau I.2.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs……..9

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs ……...10

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse ……....11

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant……...12

Tableau II.5. Charge permanente du plancher terrasse……..13

Tableau II.6. Charge permanente du plancher courant ……..…13

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres……15

Tableau II.8. Calcul de N_U……..…18

Tableau II.9.Détermination des charges exploitations……...…19

Tableau II.10. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$) pour les sinq premier niveaux ……..…20

Tableau II.11. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$) pour les cinq derniers niveaux ……21

Tableau II.12. Vérifications vis-à-vis du RPA 93 version 2003 ……...22

Tableau II.13. Vérification aux zones nodales……...22

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Les efforts à l'ELU et l'ELS ……..…26

Tableau III.2. Les sections d'armatures ……...26

Tableau III.3. Vérification des contraintes……....27

Tableau .III.4. Charges permanentes et Surcharges d'exploitations des poutrelles……...29

Tableau III.5. Calcul des moments ……29

Tableau III.6. Calcul de nombre d'étaiement ……29

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges ……30

Tableau III.8.Récapitulation des efforts internes……...…33

Tableau III.9. Calcul des armatures longitudinales ……...33

Tableau III.10. Vérification de contrainte normales à l'ELS ……33

Tableau III.11. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU ……..33

Tableau III.12. Vérification des flèches…….....34

Tableau III.13. Récapitulation des résultats de la flèche……34
Tableau III.14. Pré dimensionnement de l'escalier……35
Tableau III.15. Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier…….....35
Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier…….36
Tableau III.17. Combinaisons des charges. ……...36
Tableau III.18. Résultat de calcul……...36
Tableau III.19. Calcul des sections d'acier de l'escalier. ……..36
Tableau III.20. Vérification de contrainte normales à l'ELS ……37
Tableau III.21. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU……...37
Tableau III.22. Vérification des flèches…….37
Tableau III.23. Récapitulation des résultats de la flèche……38
Tableau III.24. La charge permanente de la console……..38
Tableau III.25. Combinaisons des charges…….38
Tableau III.26. Résultat de calcule…….....39
Tableau III.27. Calcul des sections d'acier de la console. ……..…39
Tableau III.28. Vérification de contrainte normales à l'ELS ……39
Tableau III.29. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU ……..39
Tableau III.30. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier ……....40
Tableau III.31. Combinaisons des charges……40
Tableau III.32. Résultat de calcul. ……40
Tableau III.33. Calcul des sections d'acier de l'escalier. ……..41
Tableau III.34. Vérification de contrainte normales à l'ELS ……41
Tableau III.35. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU …….……41
Tableau III.36. Vérification des flèches…….42
Tableau III.37. Récapitulation des résultats de la flèche……42
Tableau III.38. Evaluation des charges permanentes…….43
Tableau III.39. Poids de la machine……...43
Tableau III.40. Détermination des charges de la dalle……...43
Tableau III.41. Les efforts internes……....44
Tableau III.42. Résultats de ferraillage à l'ELU……....44
Tableau III.43. Vérification de contrainte normales à l'ELS…….45
Tableau.VI.44.Vérification du cisaillement …….…….45
Tableau III.45. Vérification des flèches à l'ELS……45
Tableau III.46. Evaluation des sollicitations……..47

Tableau III.47. Résultats de ferraillage à l'ELU……...48
Tableau III.48. Résultats de ferraillage à l'ELU……49

Chapitre IV: Etude dynamique

Tableau IV.1.Centre de masse et centre de torsion …….. 52
Tableau IV.2.Calcule d'excentricité théorique……..….53
Tableau IV.3.Centre de masse et centre de torsion……54
Tableau IV.4.Calcule d'excentricité théorique……...55
Tableau IV.5. Calcul de centre de masse ……..59
Tableau IV.6. Calcul de centre de masse total de la structure ……...59
Tableau IV.7. Calcul de centre de torsion ……59
Tableau IV.8. Calcul de centre de torsion total de la structure ……....59
Tableau IV.9.Calcule d'excentricité théorique……..….61
Tableau IV.10.Calcule d'excentricité totale……..….62
Tableau IV.11. Le coefficient d'accélération de zone……...….63
Tableau IV.12. Le pourcentage d'amortissement critique ζ……...63
Tableau IV.13. Justification du coefficient de comportement R suivant x……64
Tableau IV.14. Choix du coefficient de comportement R suivant x en % ……64
Tableau IV.15. Justification du coefficient de comportement R suivant y……64
Tableau IV.16. Choix du coefficient de comportement R suivant y en % ……65
Tableau IV.17. Détermination du facteur de qualité Q de la structure……...65
Tableau IV.18. Le comportement des trois premiers modes……..65
Tableau IV.19. Vérification de participation massique……..69
Tableau IV.20. Période en fonction du site……70
Tableau IV.21. Période fondamentale suivant les deux directions……70
Tableau IV.22.Calcul de la force sismique……71
Tableau IV.23.Vérification de la résultante des forces sismique de calcul……71
Tableau IV.24.Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur…….72
Tableau IV.25.Calcul du moment stabilisant……73
Tableau IV.26.Vérification de stabilisation……73
Tableau IV.27. Vérification des déplacements en tête……...74
Tableau IV.28. Vérification les déplacements inter-étages suivant X……...…75
Tableau IV.29. Vérification les déplacements inter-étages suivant Y……...…77
Tableau IV.30. Vérification di cisaillement des éléments……..77
Tableau IV.31. Vérification de l'effort normale réduit à la base……...78

Tableau IV.32.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y).....…...79

Chapitre V: Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1.Les données de calcul……81
Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales……...82
Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres principales entre deux voiles……82
Tableau V.4.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……...82
Tableau V.5.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires entre deux voiles……...82
Tableau V.6.Ferraillage longitudinal des chainages……...83
Tableau V.7.Vérification des poutres principales……..83
Tableau V.8.Vérification des poutres principales entre deux voiles……..83
Tableau V.9.Vérification des poutres secondaires…….83
Tableau V.10.Vérification des poutres secondaires entre deux voiles……...83
Tableau V.11.Vérification des chainages……...83
Tableau V.12. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$……..84
Tableau V.13. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….84
Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……84
Tableau V.15. Vérification des contraintes à l'ELS des chainages……84
Tableau V.16. Calcul de $\tau_{u\ adm}$……85
Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……...85
Tableau V.18. Calcul des armatures transversales et leur espacement……..86
Tableau V.19.Vérification de la flèche des poutres……...86
Tableau V.20. Récapitulation des résultats de la flèche……86
Tableau V.21. Correction des moments dans les poteaux (45 x 45) à l'ELU……...….91
Tableau V.22. Correction des moments dans les poteaux (30x 30) à l'ELU…….....91
Tableau V.23.Les données de calcul……..91
Tableau V.24. Calcul des ferraillages des poteaux (45 x 45) et poteaux (50 x 50) et poteaux (55 x 55) à l'ELU……...92
Tableau V.25. Calcul des ferraillages des poteaux (30 x 30) ……...92
Tableau V.26. Ferraillages longitudinaux des poteaux……..92
Tableau V.27. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$…….....93
Tableau V.28. Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS……...93
Tableau V.29. Calcul de $\tau_{u\ adm}$……94
Tableau V.30. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux……...94
Tableau V.31. Les armatures transversales et leurs espacements……..96

Tableau V.32. Vérification de la quantité d'armatures transversales…….96
Tableau V.33. Vérification de la quantité d'armatures transversales…….96
Tableau V.34. Les données de calcul…….....99
Tableau V.35. Les armatures verticales dans les voiles pleines (sens longitudinales)……..99
Tableau V.36. Les armatures verticales et l'espacement dans les voiles pleines……100
Tableau V.37. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$……100
Tableau V.38. Vérification des armatures à l'ELS des voiles……..100
Tableau V.39. Calcul des armatures horizontales……....101
Tableau V.40. Vérification des contraintes des cisaillements……..101
Tableau V.41. Les armatures transversales……..102
Tableau V.42. Calcul les armatures verticales des trumeaux……...106
Tableau V.43. Les armatures verticales et l'espacement dans les trumeaux……104
Tableau V.44. Vérification des armatures à l'ELS des voiles……..…104
Tableau V.45. Calcul des armatures horizontales des trumeaux……..104
Tableau V.46 : Vérification des contraintes des cisaillements……105
Tableau V.47 : Calcul des armatures des linteaux……...…107
Tableau V.48. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux……..…107
Tableau V.49. Choix des armatures longitudinales et transversales des linteaux……....108

Chapitre VI: Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……112
Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles filantes……....114
Tableau VI.3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……..114
Tableau VI.4.Vérification de la stabilité au renversement……...115
Tableau VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……116
Tableau VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage……..117
Tableau VI.7.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……..……117
Tableau VI.8.Ferraillages des semelles filantes sous voiles…….117
Tableau VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……118
Tableau VI.10.Ferraillages des armatures principales de la semelle……...118
Tableau VI.11.Ferraillages des armatures de répartition de la semelle……...119
Tableau.VI.12.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage ……119
Tableau.VI.13.Détermination des sollicitations de la poutre de libage……...…….119
Tableau.VI.14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….…….119

Tableau VI.15.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……..120
Tableau VI.16.Vérification du cisaillement de la poutre de libage…….….120
Tableau VI.17.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...120
Tableau VI.18.Armature du pou……..120
Tableau VI.19.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes……...121
Tableau VI.20. Vérification de contrainte à l'ELS……...122
Tableau VI.21. Les efforts internes……..123
Tableau VI.22. Résultats de ferraillage à l'ELU……..124
Tableau VI.23. Valeurs de coefficient α……...……125
Tableau VI.24 .Ferraillage longitudinales des longrines…….….125
Tableau VI.25. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……126
Tableau VI.26. Calcul des armatures transversales et leur espacement…….....127
Tableau VI.29.Résultats de ferraillage à l'ELU……...……130

Notation

- **Majuscules romaines**

A: section d'acier tendue.

A': section d'acier comprimée.

A_{max}: section d'acier maximal.

A_{min}: section d'acier minimal.

A_t: section d'acier transversal.

$A_{rép}$: section d'acier de repartition.

B: aire du béton.

B_r: section réduite du béton d'un poteau.

L_t: largeur de la section tendue.

ELU: état limite ultime.

ELS: état limite service.

SPT: section partiellement tendue

SPC: section partiellement comprimée.

E_{vj}: module de deformation longitudinal différée du béton.

E_{ij}: module de deformation longitudinal instantanée du béton.

G: module d'élasticité transversal.

E_s: module de deformation longitudinal de l'acier.

I: moment d'inertie.

M_0: moment isostatique.

M_t: moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a: moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser}: moment fléchissant à l'ELS.

N: effort normal.

N_{ser}: effort normal à l'ELS.

N_u: effort normal à l'ELU.

T_u: effort trenchant ultime.

G: charge permanente.

Q: charge exploitation.

E: charge sismique.

ZN: zone nodale.

ZC: zone courant.

- **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 T).

d : hauteur utile d'une section.

f : la flèche.

e_p : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à «j» jours.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à«28» jours

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : rayon de giration.

l_f : langueur de flambement.

S_t: espacement d'armature transversale.

- **Majuscules grecques**

Δ : variation.

∑ : sommation.

Φ : diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

- **Minuscules grecques**

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ: coefficient de sécurité.

ε : déformation relative.

η : coefficient de fissuration.

λ : élancement mécanique.

μ : coefficient de frottement.

υ : coefficient de poisson.

ρ : rapport de deux dimension.

σ : contrainte normale.

τ : contrainte tangentielle.

δ : déplacement d’un niveau.

- **Autres notations**

RDC : rez-de-chaussée.

S-s : sous-sol.

S.F : semelle filante.

Acc : Accidentelle.

Références Bibliographiques

- **Documents réglementaires :**

❖ Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93…..**(2)**

❖ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99……**(1)**

❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2**……(3)**

- **Manuels techniques :**

❖ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

❖ Cours de formation

- **Logiciels :**

❖ SAP 2000 version 20.

❖ Robot expert.

❖ Auto-CAD 2019.

Introduction générale

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même .

Néanmoins, le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

A cet effet, notre travail consiste à étudier un bâtiment en Un sous-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + huit étages, implanté à Alger qui fait partie des zones de fort sismicité (zone III). Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

- Le premier chapitre est dédié à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est consacré à la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est dédié au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- Le cinquième chapitre s'attache au calcul du ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- Le sixième chapitre est consacré au calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

I. Introduction

I.1.présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment, donc on a choisi un bâtiment en béton armé comportant huit (08) niveaux sur rez-de-chaussée et sous-sol avec terrasse inaccessible (RDC+8 étages + S-s) à usage d'habitation.

L'ouvrage en question sera implanté à « Alger», classée selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93** et aux règles parasismiques **RPA99** version **2003**.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- longueur totale de bâtiment : 20.80 m ;
- largeur totale du bâtiment : 20.55 m.

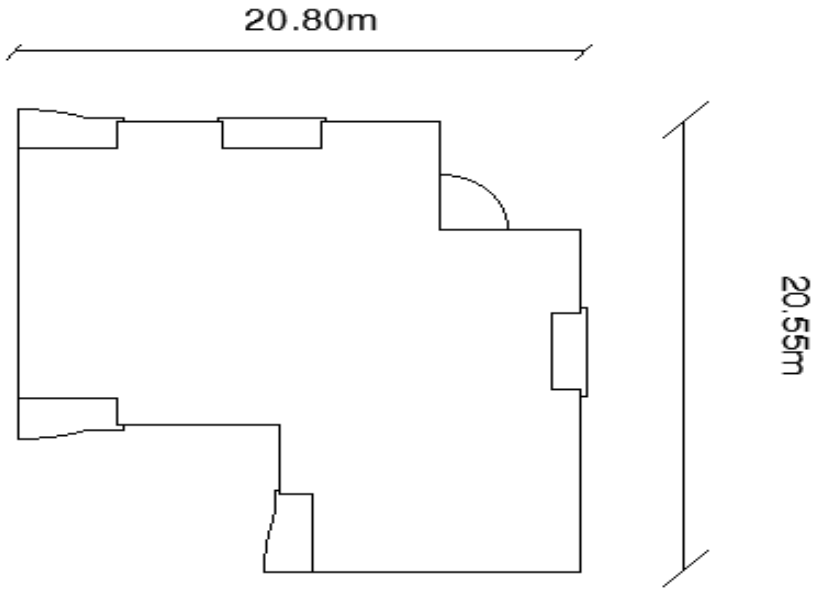


Figure I.1.Vue en plan de la structure.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur des étages : 3,06 m ;
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3,06 m ;
- Hauteur de sous-sol: 3,06 m ;
- Hauteur totale du bâtiment : 30,6 m.

I.2.3. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8 m, donc selon le **RPA99** Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.4. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent «diaphragme» qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales ;
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

- Planchers à cops creux ;
- Planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de 5 cm ;
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.8. Les escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, en a un seul (01) type d'escalier :

- Escalier droite à trois volées.

I.2.9. Infrastructure :

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

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.2.10. Fondation :

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le rapport de la structure.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.3.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.3.1.1. Résistance du béton :

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

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

I.3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression : Art [A.2.1.1.1] (2)

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par les formules suivantes:

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

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

I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : Art [A.2.1.1.2] (2)

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

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa.

I.3.1.2. Module d'élasticité :

I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale :

Pour un changement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané E_{ij} du béton est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ **Art [A.2.1.2.1] (2)**

Avec ; E_{ij} : représente la résistance caractéristique à la compression à "j" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égale à :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$

I.3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Avec : E : module de young ;

υ : Le coefficient de poisson.

I.3.1.3. Contraintes limites :

I. 3.1.3.a. A l'ELU :

- **Contrainte de cisaillement:** **Art [A.5.1.2.11] (2)**

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min(0.15\, f_{c28}/\gamma_b, 4\text{ MPa})$.
- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min(0.2\, f_{c28}/\gamma_b, 5\text{ MPa})$

- **Contrainte-déformation:** **Art [A.4.3.4.1] (2)**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

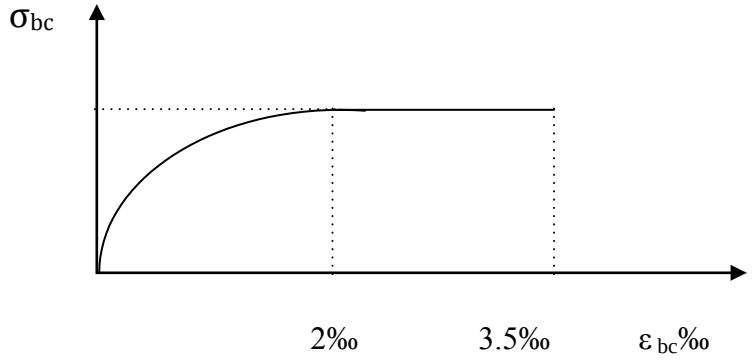


Figure I.2.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale.
- $\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ : coefficient qui dépond de la combinaison d'action.

- θ = 1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ = 0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;
- θ = 0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- **Contrainte ultime de l'acier :**

La Contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

σ_S: Contrainte de l'acier;

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

γ_s : Coefficient de sécurité : **Art [B.8.4.1] (2)**

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable ;
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

I.3.1.3.b. A l'ELS :

- **ELS de compression de béton :**

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

- **ELS de contrainte limite de l'acier :** **Art [A.4.5.3.3] (2)**

Tableau I.1. Calcul de $\sigma_{s\,adm}$.

Fissuration	La fissuration est peu nuisible	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\overline{\sigma_s}$	Aucune vérification à effectuer	Min $\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
		$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 164.97 MPa

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés ;
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence.

I.3.2. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.3.3.Les aciers :

I.3.3.1.Types d'acier : Art [A.6.1.2.5.3] (2)

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

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

I.3.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Art [A.2.2.1] (2)

Expérimentalement, le règlement **(CBA93)** prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5$MPa**]**

I.4.Conclusion

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa.

f_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28} = 2.1 MPa.

E_{i28} = 32164.2 MPa.

E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721.4 MPa.

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$

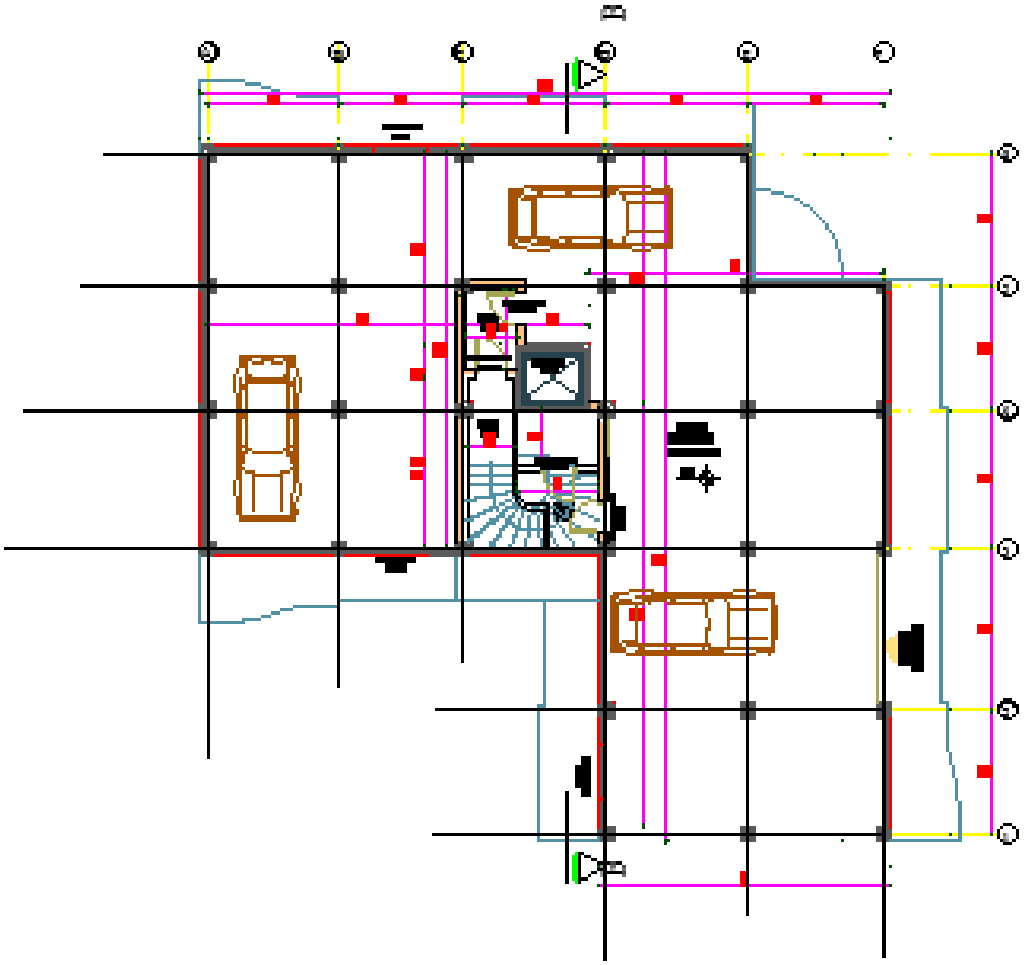
$\begin{cases} \tau_u = 3.33 \text{ MPa} & \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = 2.5 \text{ MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$

σ_{bc} = 15 MPa

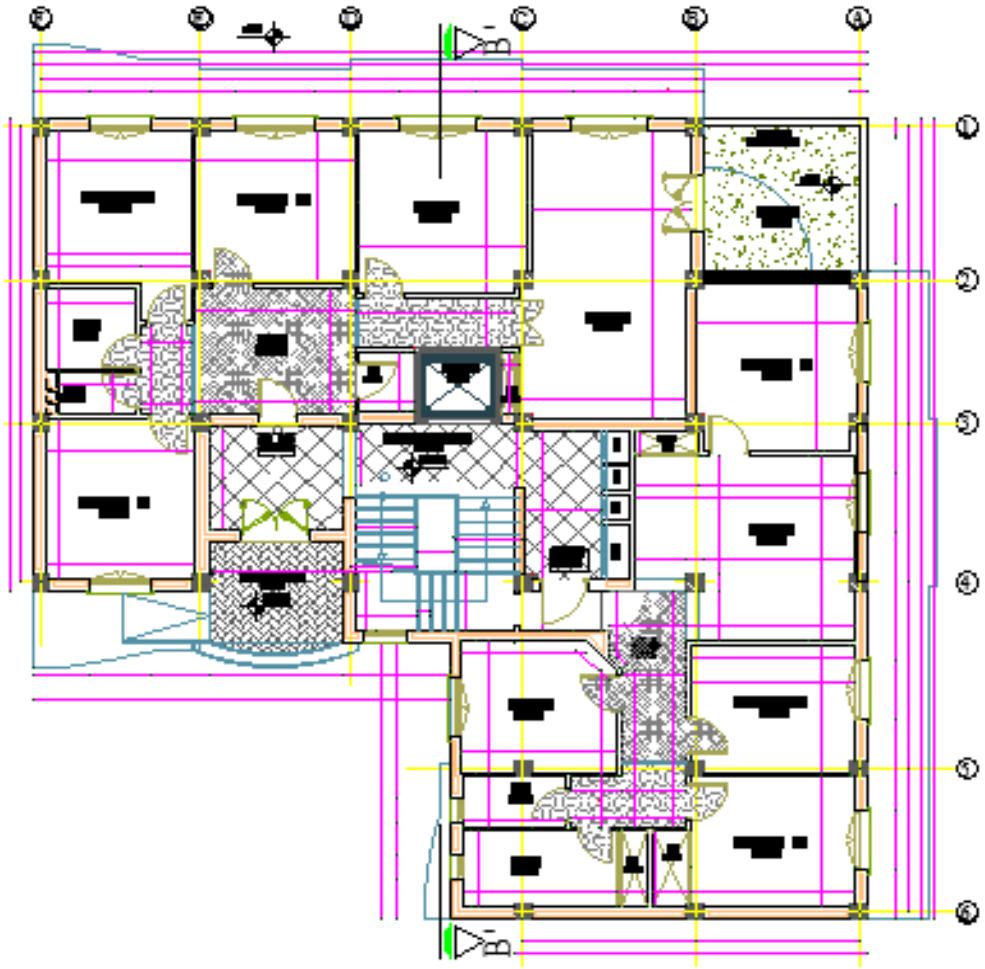
f_eE400, f_e = 400MPa Pour les armatures longitudinales.

f_eE235, f_e = 235MPa Pour les armatures transversales.

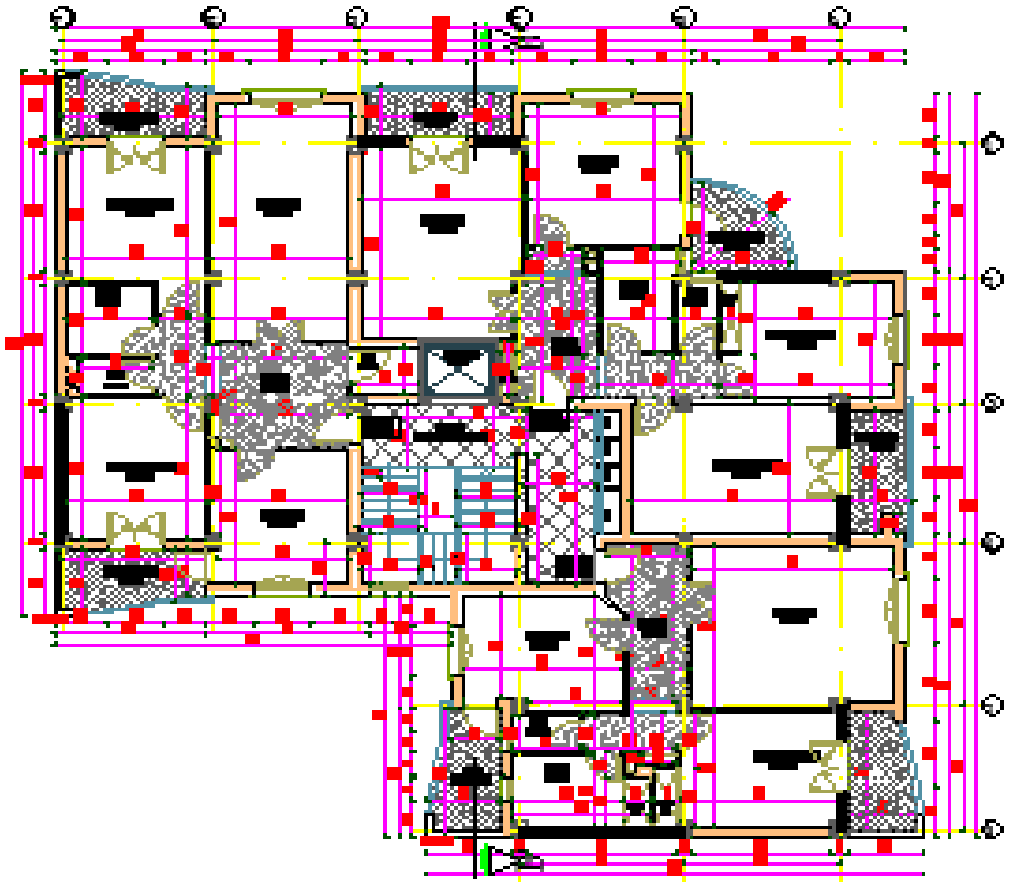
σ_s = 201.63 MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.



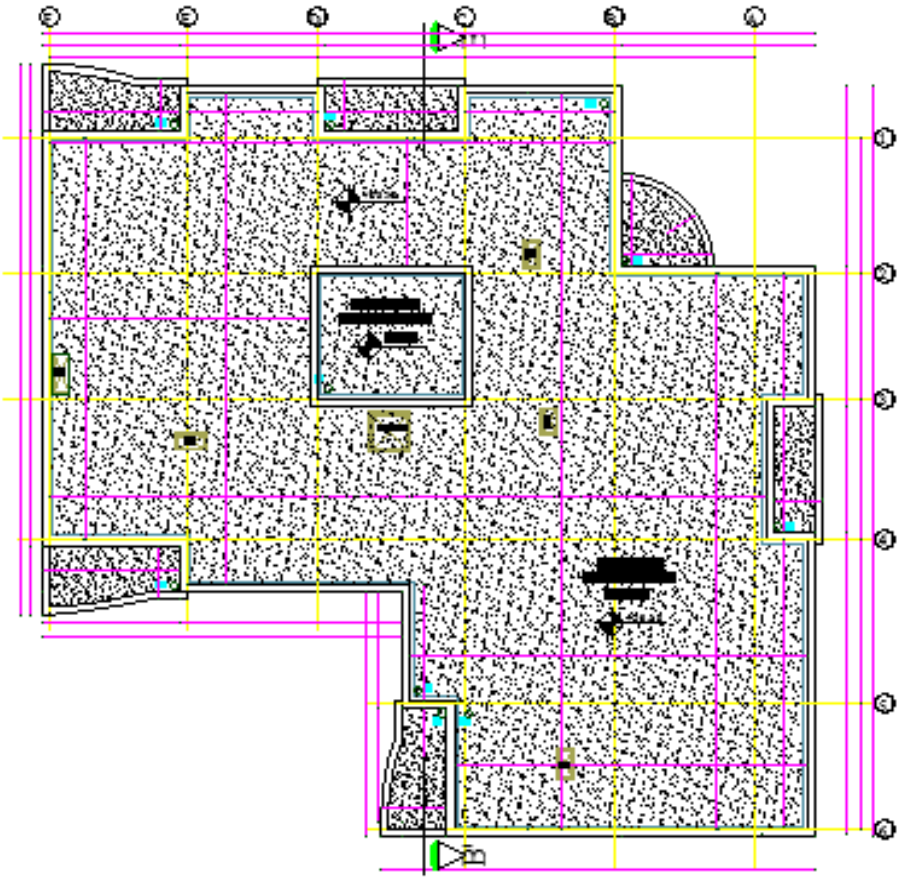
PLAN SOUS SOL NIV -3.06



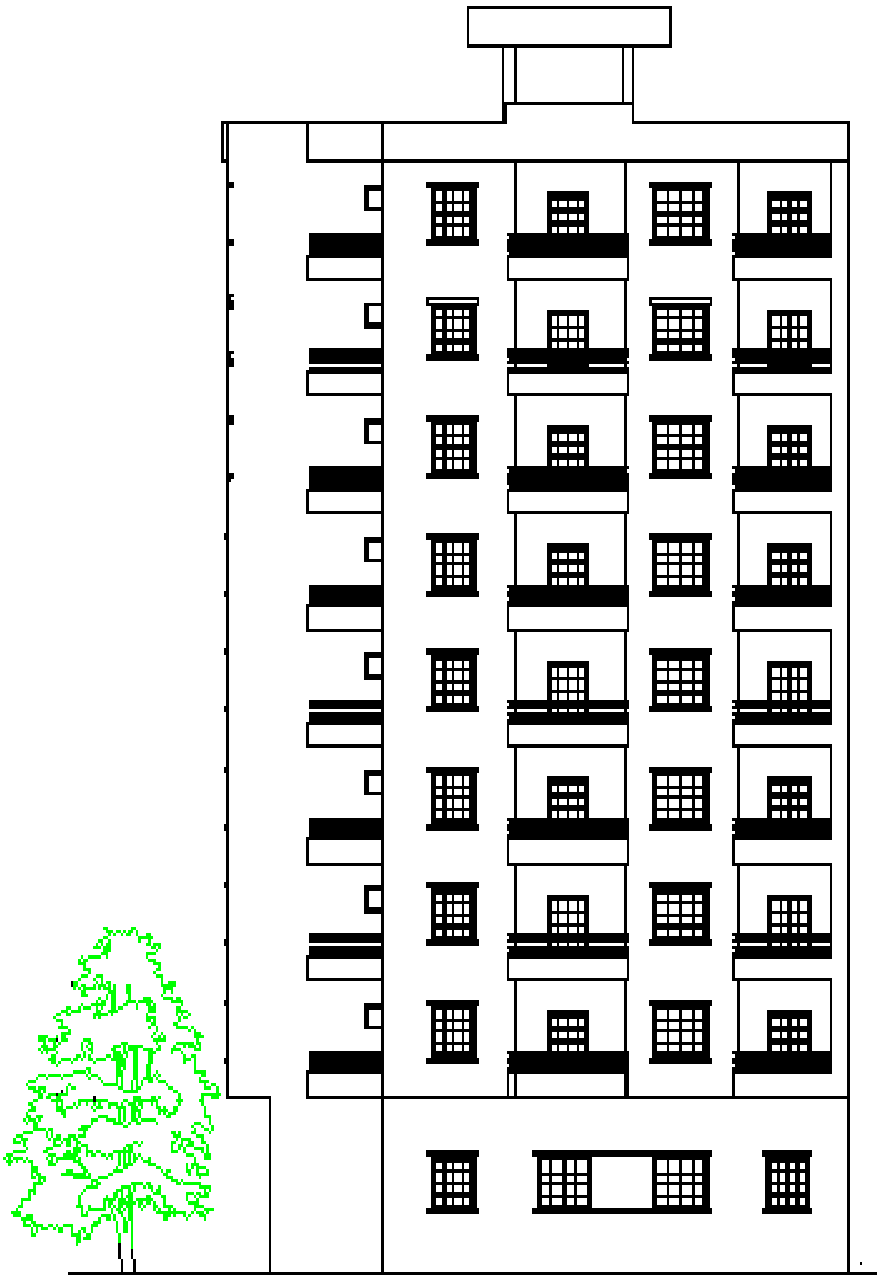
PLAN RDC NIV +/-0.00



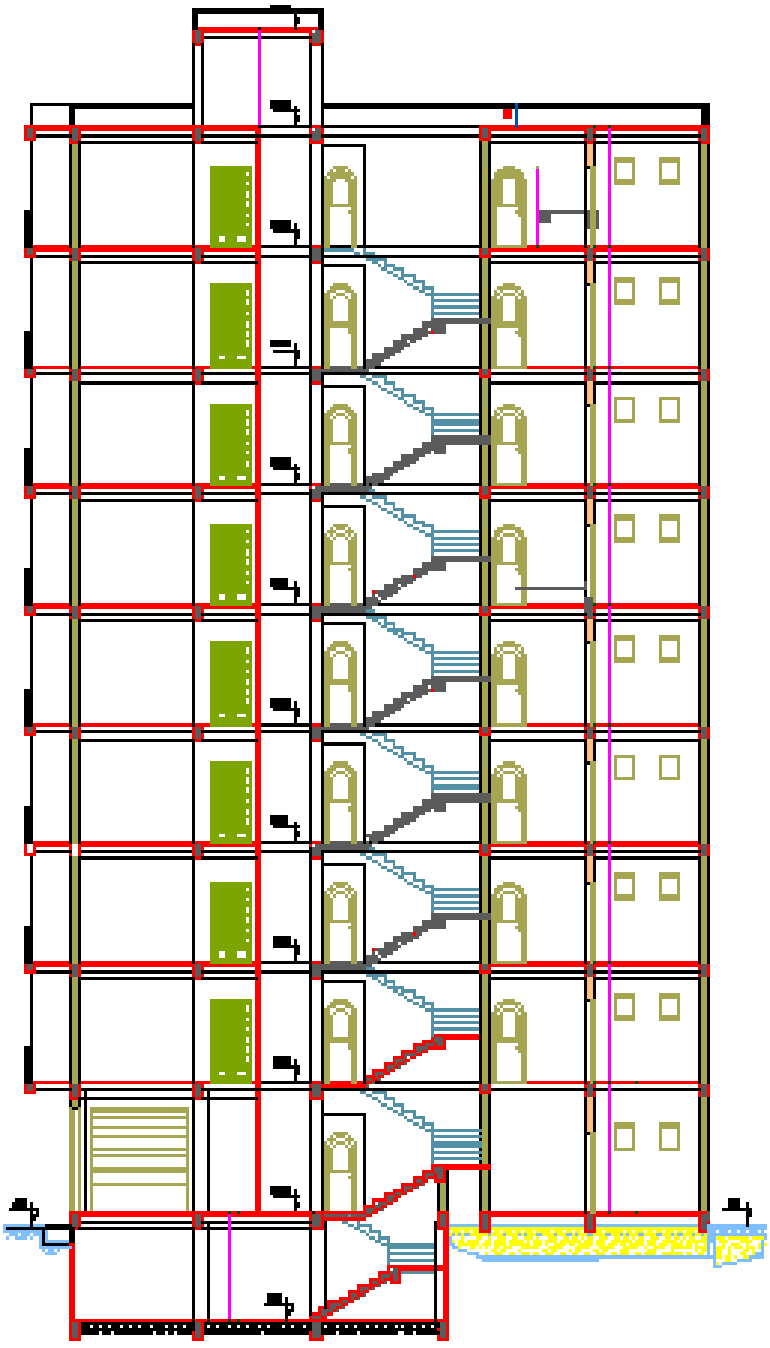
PLAN DES ETAGES COURANTS



PLAN DE TOITURE
NIV:+30.34



FACADE PRINCIPALE



COUPE B-B

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction :

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

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux 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 acoustique et la sécurité d'incendie.

Pour notre bâtiment, (2) deux types de planchers sont utilisés :

- plancher corps creux ;
- plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Le règlement **CBA93** n'exige que $h_t \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est

$$(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axe ⇒ L = 4.00 m.

$16\ cm \leq h_t \leq 20\ cm$ ⇒ On prend : $h_t = 20\ cm$

Ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4)

telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc : $h_t = (16+4)$ cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

$h_t \geq 16$ cm D'où on a : 20 cm > 16cm ……..condition vérifiée

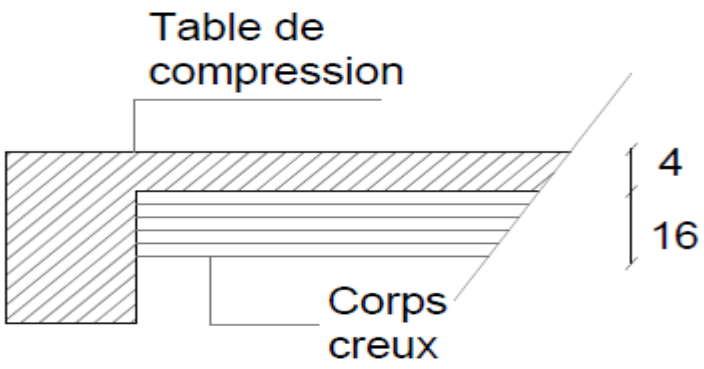


Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance :

- dalle reposant sur trois appuis :

$$(Lx/45) \leq e_p \leq (Lx/40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où :

e_p : épaisseur de la dalle.

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

Cas de la dalle reposant sur 3 appuis:

L = 2.30 m.

$$230/45 \leq e_p \leq 230/40 \Rightarrow 5.11 \text{ cm} \leq e_p \leq 5.75 \text{ cm}$$

Cas de la dalle reposant sur 2 appuis:

L = 2.60 m.

$$260/45 \leq e_p \leq 260/40 \Rightarrow 7.42 \text{ cm} \leq e_p \leq 8.66 \text{ cm}$$

b) Sécurité contre l'incendie :

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

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

c) condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15$ cm.

Conclusion :

Etant donné que par calcul on a obtenu un minimum de 11 cm d'épaisseur et le règlement impose une épaisseur de minimum de 15 cm pour des raisons de sécurité à l'incendie, à cet effet on opte pour une épaisseur de la dalle à 15 cm.

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs :

- Cloison interne en brique creuse ;
- Enduit en ciment de part et d'autre des murs intérieurs (simple cloison).

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en ciment x (2)	0.02x(2)	18x(2)	0.36x(2)	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
TOTAL				**1.62**	

La valeur 1.62 KN/m^2 est la somme des charge dues aux murs intérieur.

II.3.1.2. Murs extérieurs :

- Les murs extérieur sont des murs périphérique de la construction sont en double cloison (brique creuse) séparer par une lame d'air.

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en ciment*(2)	0.02*(2)	18*(2)	0.36*(2)	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
2	Brique creuse	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnere
3	Brique creuse	0.10	90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnere
TOTAL				**2.52**	

La valeur 2.52 KN/m^2 est la somme des charge dues aux murs extérieur.

II.3.2. Plancher à corps creux :

II.3.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Le plancher terrasse est convert par une étancheité qui est composée comme l'indique le tableux.

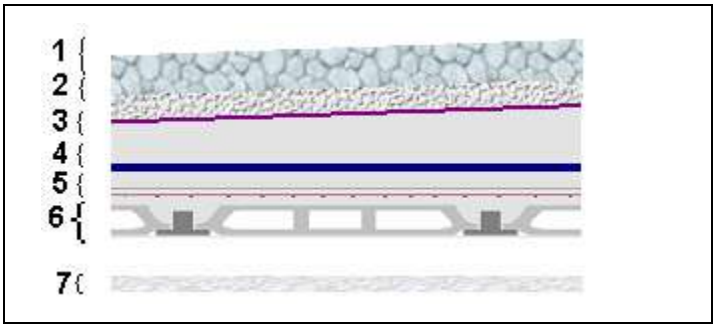


Figure II.2. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.1.a. Charges permanentes :

Charges dues aux différentes composantes de l'étanchéité.

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.03	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
7	Film polyane	-	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				**6.32**	

La valeur 6.54 KN/m^2 est la somme des charge dues aux charges permanentes d'un plancher terrasse.

II.3.2.1.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2 dues aux nombre des personnes chargées pour des éventuels travaux au niveau de la terrasse.

II.3.2.2. Plancher courant :

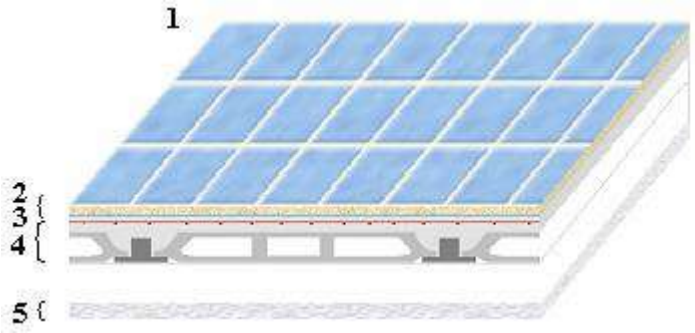


Figure II.3. Composants d'un plancher courant

II.3.2.2.a. Charges permanentes :

Charges dues aux différentes composantes de l'étanchéité.

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	22	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Anexes
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
6	Les murs simple cloison	0.10	-	1.62	DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie
TOTAL				**6.01**	

La valeur 6.01 KN/m^2 est la somme des charge dues aux murs charges permanentes d'un plancher courant.

II.3.2.2.b. Surcharges d'exploitation :

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

II.3.3. Plancher à dalles pleines :

II.3.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.3.1.a. Charges permanentes :

Tableau II.5. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.03	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
7	Film polyane	-	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
8	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				**7.22**	

La valeur 7.22 KN/m^2 est la somme des charge dues aux charges permanentes d'un plancher terrasse.

II.3.3.1.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = $1KN/m^2$ dues aux nombre des personnes chargées pour des éventuels travaux au niveau de la terrasse.

II.3.3.2. Plancher courant :

II.3.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.6. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	22	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Anexes
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4-Revetment du plancher
4	Plancher dalles pleines	0.15	25	3.75	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
6	Les murs double cloison	0.10	-	2.52	DTR B.C.2.2 C.1-Maçonnerie
TOTAL				**7.81**	

La valeur 7.81 KN/m^2 est la somme des charge dues aux murs charges permanentes d'un plancher courant.

II.3.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 3.5 KN/m^2.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

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

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

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

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

Avec b: largeur de la base de la poutre ;

h: hauteur totale de la poutre ;

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **RPA99** Version 2003 en zone III sont: **Art [7.5.1] (1)**

h ≥ 30cm

b ≥ 20 cm

h / b ≤ 4

Condition de rigidité (h / L_{max} ≥ 1 / 16)

Nous choisissons :

- Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
- Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèle à X-X).

Une partie du plancher est considérée pour le calcul de la poutre principale et la poutre secondaire.

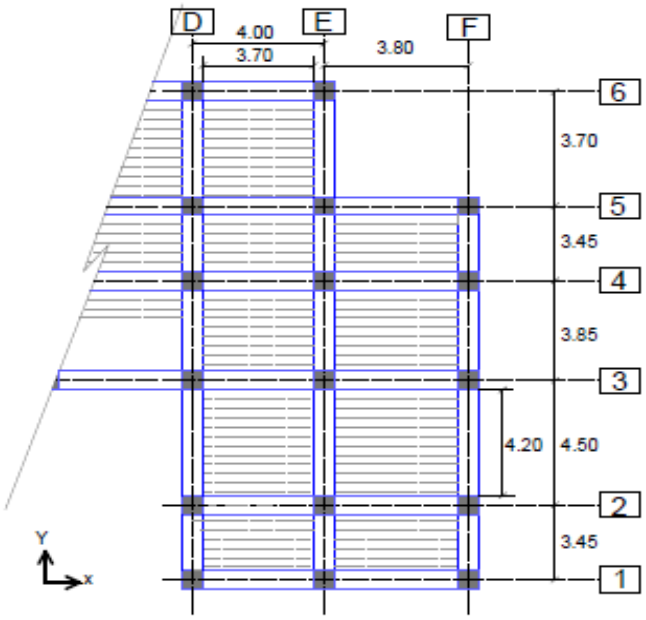


Figure.II.4.dimensionnement de la poutre secondaire axe (D-E) et la poutre principale axe (2-3)

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.20 m ⇒ 28 cm ≤ h ≤ 42 cm On adopte : h = 30 cm ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm On adopte b = 30 cm	L_{max} = 3.70m ⇒ 28 cm ≤ h ≤ 37 cm On adopte : h = 30 cm ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm On adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h = 30 cm ≥ 30cm b = 30cm ≥ 20cm h / b =1 ≤ 4	h = 30 cm ≥ 30cm b = 30cm ≥ 20cm h / b = 1 ≤ 4
	Conditions Vérifiées	**Conditions Vérifiées**
Condition de rigidité (h/ L ≥ 1/16)	(h/L=0.071) ≥ (1/16=0.0625)	(h / L=0.081) ≥ (1/16=0.0625)
	Conditions Vérifiées	**Conditions Vérifiées**
Conclusion	h = 30cm ; b = 30cm	h = 30 cm ; b = 30 cm

Conclusion

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

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

Pour les poutres secondaires, on adoptera la section suivante :

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

Les vérifications de la flèche se feront après le ferraillage de ces derniers.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G+1,5Q), et selon le **CBA93 [ArtB.8.1.1]** cette charge peut être majorée de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, donc dans notre cas cette charge devienne :(N_u*=1.15N_u).

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- 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 ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : **[Art 7.5.1] (2)**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm & : \ zone\ III \\ Min(b_1,h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

On a : $$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$ **[Art B.8.4.1] (2)**

Avec:

- $\bar{N}_u$::Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- γ_b=1,50 et γ_s=1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).

- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

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

Où :

i : Rayon de giration ;

λ : L'élancement géométrique ;

L_f : Longueur de flambement.

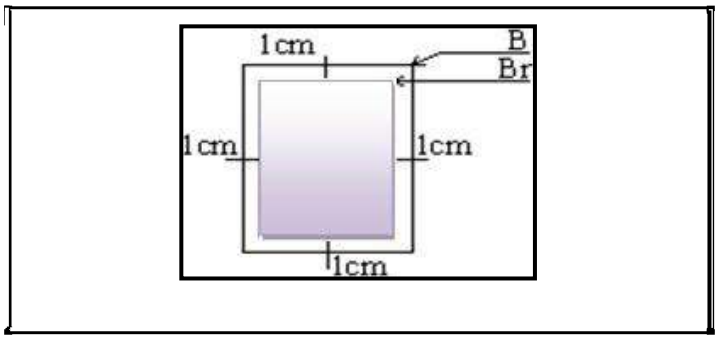


Figure II.5. Section réduite du poteau

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- $0.7xL_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins même raideur que lui dans le sens considéré;
- L_0 : dans les autres cas.

Dans notre projet on a :

L_0 =3.06 m ⇒ L_f =0.7 L_0 ⇒ ⇒ L_f = 2.142 m

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

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de **(40x40) cm²** pour le RDC, et le sous-sol;
- Une section de **(35x35) cm²** pour le 3 éme ; le 2 éme, et le 1 ére étage ;
- Une section de **(30x30) cm²** pour, le 8éme, le 7 éme, 6 éme, 5 éme, et 4 éme étage.

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

	Dimension	B_r (cm²)	λ	α	A_s (cm²)	$\overline{N_u}$ (kN)
Le 8éme étage	30x30	784	24.73	0.772	0.900	1146.20
Le 7éme étage	30x30	784	24.73	0.772	0.900	1146.20
Le 6éme étage	30x30	784	24.73	0.772	0.900	1146.20
Le 5éme étage	30x30	784	24.73	0.772	0.900	1146.20
Le 4éme étage	30x30	784	24.73	0.772	0.900	1146.20
Le 3éme étage	35x35	1089	21.20	0.792	1.225	1630.72
Le 2éme étage	35x35	1089	21.20	0.792	1.225	1630.72
Le 1éme étage	35x35	1089	21.20	0.792	1.225	1630.72
RDC	40x40	1444	18.55	0.804	1.600	2196.84
Sous-sol	40x40	1444	18.55	0.804	1.600	2196.84

II.5.4. La surface reprise par le poteau :

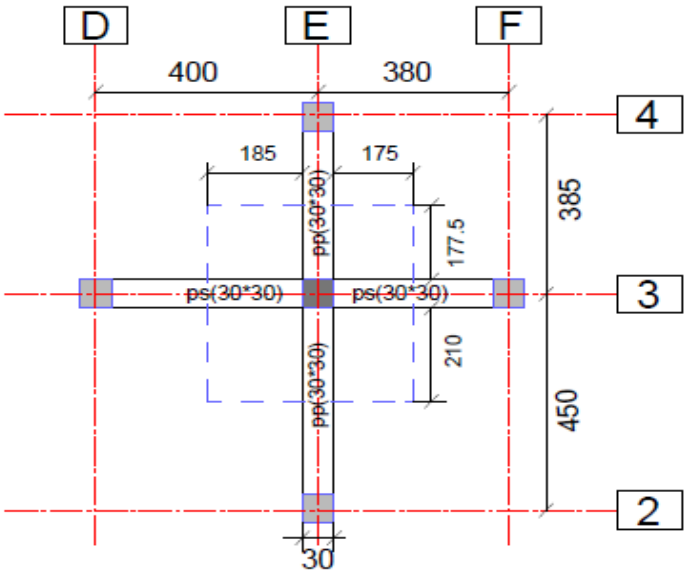


Figure II.6. Le poteau le plus sollicité (E-3)

- La surface pour le 8^{éme}, le 7 ^{éme} étage, 6 ^{éme} étage, et 5 ^{éme} étage..

S_p= (1,775+2.1) (1,85+ 1.75) ⇒ S_p=13.95 m².

S_t = (1.775+0.30+2.1) (1.85+0.30+1.75) ⇒ S_t =16.28 m^2

On adopte le même calcul pour les déférentes sections des poteaux.

II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3] (3)

II.5.5. a. Charges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}\left(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n\right)$$

Avec :

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

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

Tableau II.9.Détermination des charges exploitations

	Q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
8eme étage	1	Q_0	16.28		16.28
7eme étage	1.5	Q_1	24.42	1	40.70
6eme étage	1.5	Q_2	24.42	0.95	62.68
5eme étage	1.5	Q_3	24.42	0.9	82.21
4eme étage	1.5	Q_4	24.42	0.85	99.31
3eme étage	1.5	Q_5	24.42	0.8	113.96
2eme étage	1.5	Q_6	24.42	0.75	126.17
1^{ier} étage	1.5	Q_7	24.42	0.71	137.65
RDC	1.5	Q_8	24.42	0.69	150.59
Sous- sol	1.5	Q_9	24.42	0.67	162.80

II.5.5. b. Charges permanentes et N_u :

Ce tableau pour les sinq premier niveaux (le 8éme, 7 éme, 6 éme, 5 éme, et 4 éme étage)

Tableau II.10. Vérifications du ($1.15N_u \leq \overline{N_u}$) pour les sinq premier niveaux

	Elements	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u (kN)	$1.15N_u$ (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.15\ N_u \leq \overline{N_u}$
8 éme étage	Poutre P	8.72	111.87	111.87	16.28	175.44	201.76	1146.20	Vérifiée
	Poutre S	8.10							
	Poteau	6.88							
	Plancher	88.16							
7 éme étage	Poutre P	8.72	107.54	219.41	40.70	357.25	410.84	1146.20	Vérifiée
	Poutre S	8.10							
	Poteau	6.88							
	Plancher	83.84							
6 éme étage	Poutre P	8.72	107.54	326.95	62.68	535.40	615.72	1146.20	Vérifiée
	Poutre S	8.10							
	Poteau	6.88							
	Plancher	83.84							
5 éme étage	Poutre P	8.72	107.54	434.79	82.21	709.89	816.38	1146.20	Vérifiée
	Poutre S	8.10							
	Poteau	6.88							
	Plancher	83.84							
4 éme étage	Poutre P	8.72	107.54	542.04	99.31	880.72	1012.82	1146.20	Vérifiée
	Poutre S	8.10							
	Poteau	6.88							
	Plancher	83.84							

Ce tableau pour les cinq derniers niveaux (le 3éme, 2 éme, 1 ère, RDC, et sous-sol).

Tableau II.11. Vérifications du ($1.15N_u \leq N_u$) pour les cinq derniers niveaux

	Elements	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u (kN)	$1.15N_u$ (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.15\ N_u \leq \overline{N_u}$
3 éme étage	Poutre P	8.61	109.80	651.84	113.96	1050.93	1208.57	1630.72	Vérifiée
	Poutre S	7.99							
	Poteau	9.37							
	Plancher	83.84							
2 éme étage	Poutre P	8.61	109.80	761.65	126.17	1217.48	1400.10	1630.72	Vérifiée
	Poutre S	7.99							
	Poteau	9.37							
	Plancher	83.84							
1 éme étage	Poutre P	8.61	109.80	871.45	137.65	1382.93	1590.37	1630.72	Vérifiée
	Poutre S	7.99							
	Poteau	9.37							
	Plancher	83.84							
RDC	Poutre P	8.49	112.45	943.90	150.59	1554.15	1787.28	2196.84	Vérifiée
	Poutre S	7.88							
	Poteau	12.24							
	Plancher	83.84							
Sous-sol	Poutre P	8.49	112.45	1096.35	162.80	1724.27	1982.91	2196.84	Vérifiée
	Poutre S	7.88							
	Poteau	12.24							
	Plancher	83.84							

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003: [Art 7.4.1] (1)

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}\ (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}\ (b_1, h_1) \geq h_e\ /20 \qquad \text{(Zone III)} \\ 1/4 \leq (b_1/h_1) \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.12. Vérifications vis-à-vis du RPA 93 version 2003

étages	Application des conditions	Vérification
8éme, le 7 éme, 6 éme, et 5 éme étage	Min (35, 35) = 35 cm ≥ 30cm Min (35, 35) = 35 cm ≥(306 /20)= 13.05 cm 1/4 ≤ (35/35)= 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
2 éme, le 3 éme et le 4 éme étage	Min (40, 40) = 40 cm ≥ 30cm Min (40, 40) = 40 cm ≥(306 /20)= 13.05 cm 1/4 ≤ (40/40) = 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
sous-sol, le RDC et le 1ére étage	Min (45, 45) = 45 cm ≥ 30cm Min (45, 45) = 45 cm ≥ (306 /20)= 13.05 cm 1/4 ≤ (45/45) = 1 ≤ 4	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales : **[Art 7.5.1] (1)**

$$\begin{cases} b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1 \\ d \leq \max\,(h_1/2 + b_1/2) \end{cases}$$

Tableau II.13. Vérification aux zones nodales.

Etages	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$	d (cm)	$\max (h_1/2 + b_1/2)$	$d \leq \max (h_1/2 + b_1/2)$
8éme, le 7 éme, 6 éme, et 5 éme	30	45	45	vérifiée	2.5	22.5	vérifiée
2 éme, le 3 éme et le 4 éme	30	50	50	vérifiée	7.5	25.00	vérifiée
sous-sol, le RDC et le 1ére	30	55	55	vérifiée	12.5	27.5	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales selon le facteur de comportement (R) conformément au règlement en vigueur. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA99 version 2003[Art 7.7.1]**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.7

Dans notre cas on a :

$$h_e = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m}$$

$a_{MAX} \geq (15 \text{ cm} ; h_e/25; h_e/22)$

⇒ $a_{MAX} \geq$ (15 cm ; 11.04 cm ; 12.55 cm)

$a_{MAX} \geq$ 15 cm donc on adopte : a = 15 cm

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

- Le plancher : (16+4) cm ;
- Dalle pleine : 15 cm ;
- La poutre principale : (30* 30) cm ;
- La poutre secondaire : (30* 30) cm ;
- Les poteaux :
  - ✓ (30 x 30) cm^2 pour le $8^{éme}$, le $7^{éme}$, $6^{éme}$, $5^{éme}$, le et $4^{éme}$ étage ;
  - ✓ (35x35) cm^2 pour le $3^{éme}$,$2^{éme}$, et le $1^{ére}$ étage.
  - ✓ (40x40) cm^2 pour le RDC, et le sous-sol.
- L'épaisseur du voile : 15 cm

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires (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'exploitations.

Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives du règlement parasismique Algérien **(RPA).**

Dans le présent chapitre, on aborde le calcul des éléments secondaires à savoir :

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les escaliers ;
- Les dalles pleines.

III.2.L'acrotère :

III.2.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, son rôle la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.2.2.Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité supérieure. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

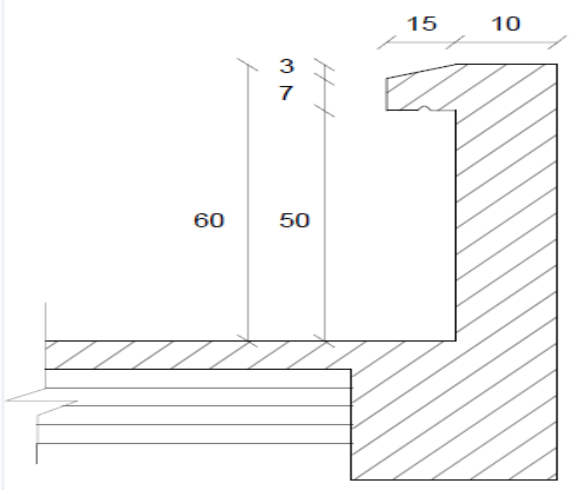


Figure III.1.dimension de l'acrotère

III.2.3.Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Les efforts à l'ELU et l'ELS

G = 1,875 (KN/ml)	**ELU**	
	Effort normal	N_U = 1,35G = 1,35x1.875 = 2.53 (KN/ml)
	Moment	M_U = 1,5.Q.h =1,5x1x0.6 = 0.9 (KN/ml)
	Effort tranchant	T_U = 1,5.Q = 1,5 (KN/ml)
Q = 1(KN/ml)	**ELS**	
	Effort normal	N_{ser} = G = 1,875(KN/ml)
	Moment	M_{ser} = Q.h = 1 x 0,6 = 0,6 (KN/ml)
	Effort tranchant	T_{ser} = Q =1(KN/ml)

III.2.4.Calcul de ferraillage :

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

- Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.2. Les sections d'armatures.

f_{c28} = 25MPa	f_{tj} = 3MPa	F_e = 400MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa
A= 4.4 cm^2	$A_{choisie}$ = 7 HA 10 = 5.50 cm^2/ml			S_t = 15 cm
A_{rep}= 1.38 cm^2	$A_{rep\ choisie}$ = 4 HA 8 = 2.01 cm^2/ml			S_t = 15 cm

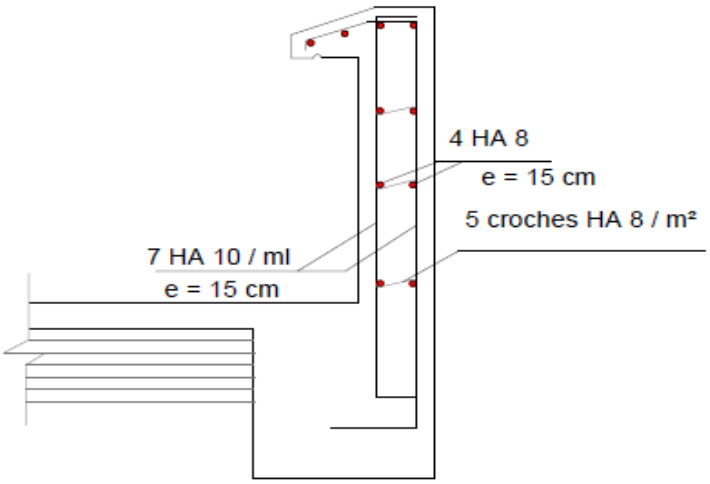


Figure III.2.Ferraillage de l'acrotère

III.2.5.Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau III.3. Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à l'E.L.S				Vérification au cisaillement		
σ_b= 0.34 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ **vérifiée**		τ_u = 0.02 MPa	τ_{adm}= 2.5 MPa	**vérifiée**
σ_S= 2.16 MPa	σ'_S= 2.64 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa	**vérifiée**			

III.3.Plancher corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

- poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement comme nervures ;
- hourdis (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- une dalle de compression supérieure ou égale à 4cm d'épaisseur en béton, coulée sur l'ensemble poutrelles (entrevous) qui a pour rôle de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux qui sont :

- la dalle de compression.
- les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression :

La table de compression est une dalle d'une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles.

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

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivant : $A_t \geq 0.02.\ L.\ (200 / f_e) = 4\ L / f_e$

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage) ;
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520) ;

Donc on a L= 65 cm ⇒ $A_t = \frac{4L}{f_e} = \frac{4x65}{520} = 0.5cm^2 / ml$

- A_t: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant:

$A_l \geq A_t / 2 = 0.25\ cm^2/ml$

On choisira : $A_t = 5\ \phi\ 5 = 0.98$ cm ; esp = 20 cm ;
$A_l = 4\ \phi\ 5 = 0.78$ cm ; esp = 25 cm.

III.3.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont des nervures préfabriquées, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- une section en T : en travées ;
- une section rectangulaire : aux appuis.

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

- Avant coulage ;
- Après coulage.

a) Avant coulage :

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

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

a.1) Evaluations des charges et surcharges :

Tableaux .III.4. Charges permanentes et Surcharges d'exploitations des poutrelles

Charges permanentes	**G (KN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 = 0.12 KN /ml	0.77
Poids du corps creux : 0.65 x 1 = 0.65 KN /ml	
Surcharges d'exploitations	**Q (KN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1KN et 0.5xL] = 0.5x L = 0.5 x 4 = 2 KN	2

a.2) Calcul des moments à ELU :

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Calcul des moments

M_G (KN.m)	M_Q (KN.m)	M (KN.m)
G x L^2/ 8= 0.77 x$(4)^2$/ 8 = 1.54	Q x L/4 = 2(4)/4 = 2	1.35 M_G + 1.5 M_G = 5.08

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{5.08\times10^6}{14.2\times120\times(30)^2} \Rightarrow \quad \mu = 3,31 > \mu_l = 0,392 \text{ (tableau)}$$

Cette valeur de $\mu = 3.31$ 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.

a.3) Calcul des étaiements : **Art [A.2.1.2.1] (2)**

Dans notre cas on a :

$$L = 4.00m \le 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\,cm$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5\times0.77\times4000^4}{384\times32164.2\times6.4\times10^5} + \frac{2000\times4000^3}{48\times32164.2\times6.4\times10^5}$$

f_{max} = 254.23 mm ⇒ f_{max} = 25.4 cm ≤ f_{adm} = 0.8 cm ..... Non vérifiée

Tableau III.6. Calcul de nombre d'étaiement

Nombre d'étais	L(m)	G (KN/ml)	Q(KN)	E(MPa)	I (mm^4)	f_{max} (cm)	f_{adm} (cm)	$f_{max} \le f_{adm}$
0	4	0.77	2.00	32164.2	6.4×10^5	25.4	0.8	Non vérifiée
1	2	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	1.59	0.4	Non vérifiée
2	1.33	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	0.39	0.27	Non vérifiée
3	1	0.77	1	32164.2	6.4×10^5	0.15	0.20	Vérifiée

Conclusion :

D'après la vérification, on a prévu trois étaiements le long de travée espacée de 1.00 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulages de la dalle de compression.

b) Après coulage :

Dans cette étape, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharge éventuelles revenant au plancher.

b.1) méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de caquot.

On vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de caquot.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

- la surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5K N/m^2 ;
- $Q \leq$ Max [2 G et 5KN/m^2] ;
- les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 ;
- la fissuration est peu nuisible.

b.2) Evaluation des charges et surcharges :

- $P_u = 1.35G + 1.5Q$.
- $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN /m)	P_{ser} (KN /m)
Terrasse inaccessible	6.32 x 0.65 = 4.11	1 x 0.65 = 0.65	6.52	4.76
Etage courant	6.01 x 0.65 = 3.91	1.5 x 0.65 = 0.98	6.75	4.89

D'après les résultats de ce tableau on a adopté le cas le plus défavorable « étage courant ».

b.3) Calcul des efforts internes :

*** type 1 :** (poutrelle à 02 travée)

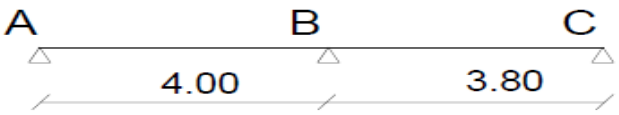


Figure III.3.Poutrelles à 02 travées

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 1.5 (KN/m^2) $\leq$ Max [2 x G = 2x 6.01 = 12.02 (KN/m^2) et 5(KN/m^2)]……vérifiée.

- l'inertie est constante pour toutes les travées……vérifiée.
- la fissuration est peu nuisible…… vérifiée.
- $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$……..vérifiée.

Les résultats des moments et les efforts tranchant sont indiqués dans les figures suivantes à l'ELU et l'ELS :

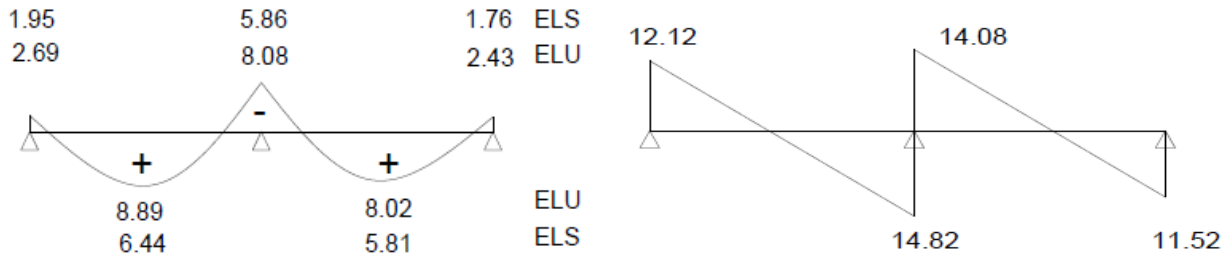


Figure III.4.diagramme des moments et les efforts tranchants de la poutrelle à 02 travées (ELU) et (ELS)

*** type 2 :** (poutrelle à 04 travées)

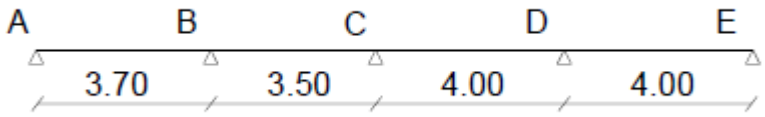


Figure III.5.Poutrelles à 04 travées

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 1.5\ (KN/m^2) \leq$ Max [2 x G = 2x 6.01 = 12.02 (KN/m^2) et 5(KN/m^2)]…… vérifiée.
- l'inertie est constante pour toutes les travées…….vérifiée.
- la fissuration est peu nuisible…… vérifiée.
- $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$……...vérifiée.

Les résultats des moments et les efforts tranchant sont indiqués dans les figures suivantes à l'ELU et l'ELS :

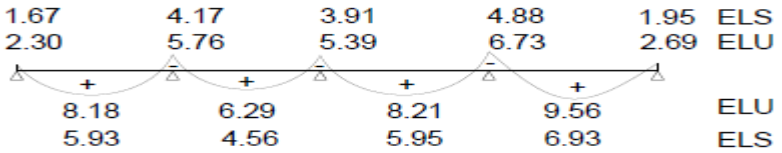


Figure III.6.diagramme des moments de la poutrelle à 04 travées (ELU) et (ELS)

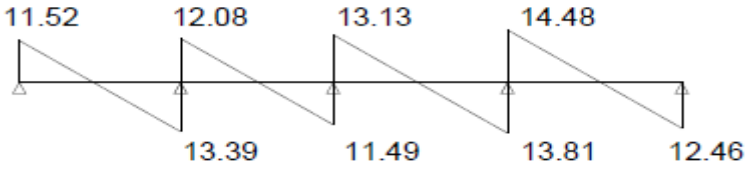


Figure III.7.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle
à 04 travées (ELU)

*** type 3 :** (poutrelle à 05 travées)

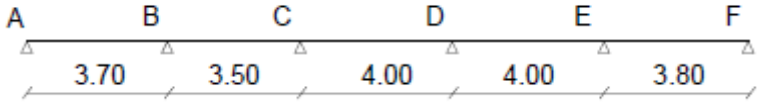


Figure III.8.Poutrelles à 05 travées

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q = 1.5 (KN/m^2) ≤ Max [2 x G = 2x 6.01 = 12.02 (KN/m^2) et 5(KN/m^2)]…… vérifiée.
- l'inertie est constante pour toutes les travées……vérifiée.
- la fissuration est peu nuisible…….vérifiée.
- $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$…….. vérifiée.

Les résultats des moments et les efforts tranchant sont indiqués dans les tableaux suivants à l'ELU et l'ELS :

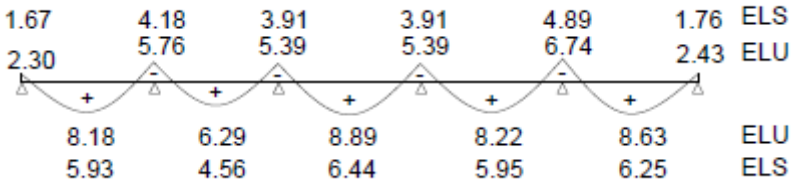


Figure III.9.diagramme des moments de la poutrelle
à 05 travées (ELU) et (ELS)

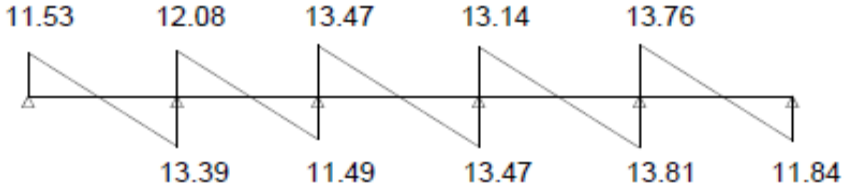


Figure III.10.diagramme des efforts tranchants de la poutrelle
à 05 travées (ELU)

Conclusion :

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

Tableau III.8.Récapitulation des efforts internes

	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T(KN)
Solicitation	8.08	9.56	14.48	5.86	6.93	/
Reference	Type 1	Type 2	Type 1	Type 1	Type 2	/

b.4) calcul le ferraillage :

- **Les armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T ;
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire.

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.9. Calcul des armatures longitudinales

	M_u (KN.m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
travée	9.56	0.032	0.984	0	1.6	3HA10=2.35	1.3
appuis	8.08	0.146	0.921	0	1.4	2HA10=1.57	0.24

III.4. Les vérifications:

- Vérification de contrainte normales à l'ELS: **Art [A.4.5.3] (2)**

Tableau III.10. Vérification de contrainte normales à l'ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travée	2.35	3.91	8293.27	6.93	83.56	3.27	15	vérifiée
appuis	1.57	6.67	4210.05	5.86	139.19	9.28	15	vérifiée

- Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU**:** **Art [A.5.1.2.1.1] (2)**

Tableau III.11. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Vérification				Espacements et armatures			
$V_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)	Z_N (cm)	Z_C (cm)	ϕ (mm)	A_t (cm^2)
14.48	0.67	3.33	Condition vérifie	15	15	4	2 HA 4 = 0.25

- Vérification des flèches à l'ELS: **Art [B.6.5.3] (2)**

Si les trois conditions du tableau suivantes sont vérifiées Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Tableau III.12. Vérification des flèches.

1ére condition	2éme condition
$h / L \geq M_t / (15\ M_0)$	$A / (b_0.\ d) \leq 3.6 / f_e$
$h / L = 0.2 / 4 = 0.050$ $M_t / (10\ M_0) = 6.93 / (15 \times 9.78)$ $= 0.047$ $0.050 \geq 0.047$	$A / (b_0.\ d) = 2.35 / (12 \times 18)$ $= 0.0109$ $4.2 / f_e = 3.6 / 400 = 0.009$ $0.0109 \leq 0.009$
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Par conséquent d'après ces résultats le calcul de la flèche s'avère important.

Tableau III.13. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (KN/m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
6.93	2.35	9.71	0.0108	0.856	191.39	0.648	3.77	1.51
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
23323.88	7442.28	12964.61	4.00	4.63	7.96	3.34	8.00	vérifiée

Le ferraillage de poutrelle est schématisé par :

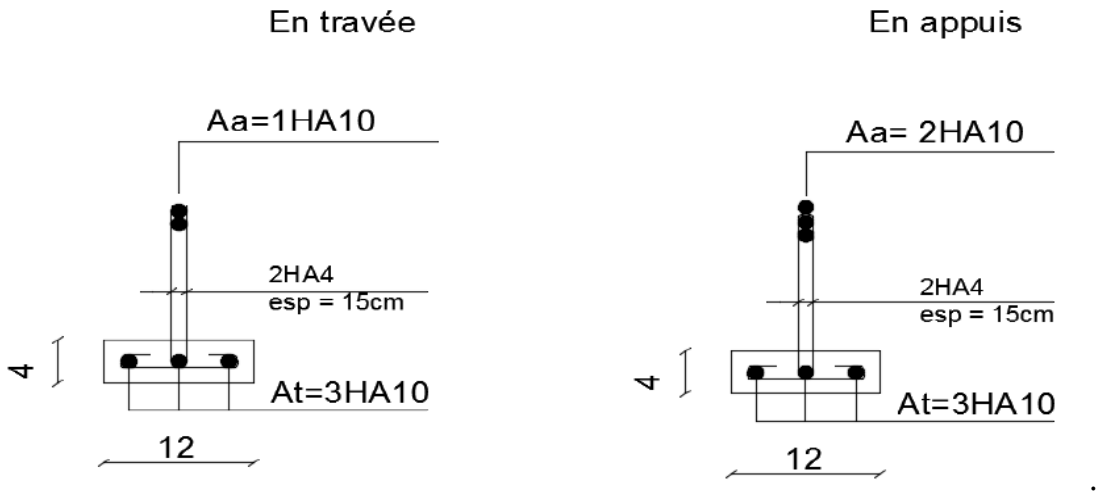


Figure III.11. Ferraillage des poutrelles

III.5. Les escaliers:

III.5.1.Introduction:

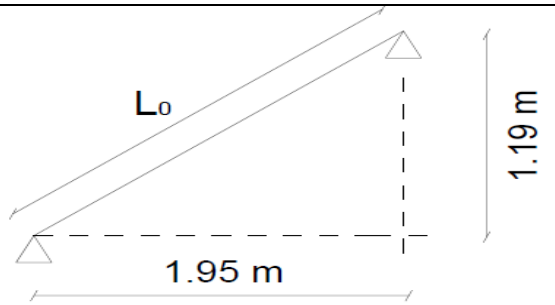
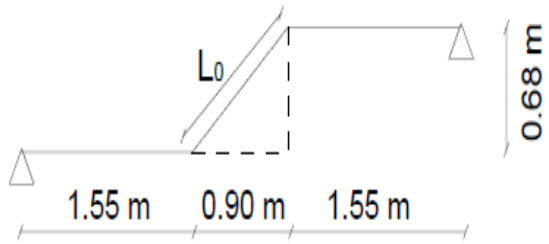
Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre comme circulation verticale.

III.5.2. type d'escalier:

Pour notre cas, en a un deux types d'escalier (escalier droite à trois volés et escalier balancé.

- Type 1 : Escalier droit à trois volées.

Tableau III.14. Pré dimensionnement de l'escalier.

1ère et 3ème choix		H= 1.19 m ; L = 1.95 m Tan α = $\frac{H}{L}=\frac{1.19}{1.95}=0.66 \Rightarrow \alpha = 31.39°$ $L_0=\frac{H}{\sin\alpha}=\frac{1.19}{\sin(31.39)}=2.28m$ Donc **L = 2.28 m**
2ème choix		H= 0.68 m ; L = 0.9 m Tan α = $\frac{H}{L}=\frac{0.68}{0.9}=0.75 \Rightarrow \alpha = 37.07°$ $L_0=\frac{H}{\sin\alpha}=\frac{0.68}{\sin(37.07)}=1.13m$ Donc L = 1.55+1.13+1.55 = 4.23 m **L = 4.23 m**

Calcule l'épaisseur de l'escalier : L = 4.23 m

L / 35 ≤ e ≤ L /30 avec L = 4.23 m

12.08 cm ≤ e ≤ 14.1 cm ⇒ donc on choisit e = 15 cm

III.5.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:

III.5.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.15. Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques ($KN.m^3$)	Poids surfaciques ($KN.m^2$)	référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes VI-A
4	Dalle du palier	0.15	25	3.75	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**5.45**	

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques ($KN.m^3$)	Poids surfaciques ($KN.m^2$)	référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes VI-A
4	Dalle du paillasse	e / cos α	25	4.70	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Les marches	h / 2	25	2.13	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**8.53**	

III.5.3.2. Charges exploitations: DTR B.C.2.2 art [7.2.1]

$Q = 2.5\ (KN/m^2)$

III.5.3.3. Combinaison des charges :

Tableau III.17. Combinaisons des charges.

			ELU	**ELS**
	$G\ (KN/m^2)$	$Q\ (KN/m^2)$	$P_u = 1.35G+1.5Q\ (KN/m)$	$P_{ser}= G + Q\ (KN/m)$
Paillasse	8.53	2.5	15.27	11.03
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.5.3.4. Les sollicitation de l'escalier :

Les sollicitations en travée et en appuis sont :

Tableau III.18. Résultat de calcul.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_u (KN)
ELU	24.55	14.44	25.84
ELS	17.65	10.39	-

III.5.3.5. Calcule le ferraillage :

Tableau III.19. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u(KN.m)	μ	β	$A'\ (cm^2)$	$A(cm^2)$	$A_{choisi}\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	$A_{rép\ choisi}\ (cm^2)$
travée	24.55	0.111	0.940	0	6.00	7HA12=7.92	1.5	1.98	5HA8=2.31
appuis	14.44	0.065	0.966	0	3.44	5HA12=5.65	1.5	1.98	5HA8=2.31

III.6. Les vérifications:

- Vérification de l'espacement entre les aciers :

- Armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29cm$$

$S_{t\ max} \leq$ Min [3h = 45 cm ; 33 cm] = 33 cm

S_t =14.29 cm ≤ 33 cm …….condition vérifiée

- Armatures de répartitions :

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

$S_{t\,max}$ ≤ Min [4h = 60 cm ; 33 cm] = 33 cm

S_t = 20 cm ≤ 33 cm …….condition vérifiée

- Vérification de contrainte normales à l'ELS: **Art [A.4.5.3] (2)**

Tableau III.20. Vérification de contrainte normales à l'ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_s}$
travée	7.92	4.39	10633.87	17.65	165.97	7.28	15	Vérifiée
appuis	4.52	3.49	6920.96	10.39	150.1	5.24	15	Vérifiée

- Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU: **Art [A.5.1.2.1.1] (2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \left[\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$$

Tableau III.21. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Vérification			
$V_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
25.84	0.2	3.33	vérifiée

- Vérification des flèches à l'ELS : **Art [B.6.5.3] (2)**

Si les trois conditions du tableau suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Tableau III.22. Vérification des flèches.

$1^{ére}$ condition	$2^{éme}$ condition
h / L ≥ M_t / (20 M_0)	A / (b_0. d) ≤ 2 / f_e
h / L = 0.15 / 4.23 = 0.0355 M_t / (20 M_0) = 17.65 / (20 x 20.77) = 0.0424 0.0355 ≥ 0.0424	A / (b_0. d) = 7.92 / (12 x 18) = 0.0063 2 / f_e = 2 / 400 = 0.005 0.0063 ≤ 0.005
Condition non vérifie	Condition non vérifie

On a deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.23. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (KN/m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
17.65	7.92	7.87	0.0063	0.883	201.90	0.491	3.31	1.32
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
30877.04	12930.57	20576.31	4.23	7.59	14.31	6.72	8.46	Oui

III.7. Calcul de la console :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple.

III.7.1. Pré dimensionnement :

L : la longueur de la poutre ⇒ L = 1.45 m

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 9.66 \leq h \leq 14.5 \Rightarrow$ On adopte h = 30 cm

$0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \Rightarrow 9 \leq h \leq 21 \Rightarrow$ On adopte b = 30 cm

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **RPA99** Version 2003 en zone III sont: **Art [7.5.1] (1)**

$h \geq 30cm \Rightarrow h = 30 \geq 30cm$ …… Condition vérifie

$b \geq 20\,cm \Rightarrow b = 30 \geq 20\,cm$ …… Condition vérifie

$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 \leq 4$ …… Condition vérifie

III.7.2.Evaluation des charges :

Tableau III.24. La charge permanente de la console.

Charges permanentes	G (KN/ml)
Poids propre de la poutre console : 0.3 x 0.3x 25 = 2.25 KN /ml	6.21
Poids de mure double cloison : 2.52x 1.57 = 3.96 KN /ml	

Tableau III.25. Combinaisons des charges.

		ELU		**ELS**	
	G (KN/m^2)	R_u (KN)	$P_u = 1.35\,G + R_u / L$ (KN/m)	R_{ser} (KN)	$P_{ser} = G + R_{ser} / L$ (KN/m)
console	6.21	25.84	26.20	18.55	19.00

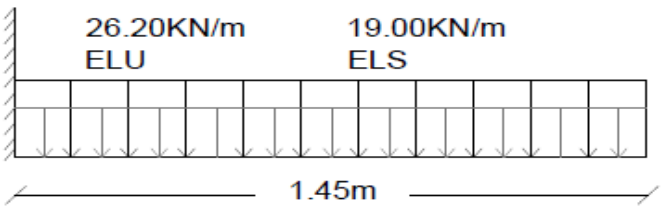


Figure III.12. Schéma statique à ELU et ELS

III.7.3. Les sollicitation de la console :

Les sollicitations en travée et en appuis sont :

Tableau III.26. Résultat de calcule.

	M_a (KN.m)	T_u (KN)
ELU	$P_u .L^2/2 = 27.54$	$P_u .L = 37.99$
ELS	$P_{ser} .L^2/2 = 19.97$	-

III.7.4. Ferraillage de la console :

Tableau III.27. Calcul des sections d'acier de la console.

M_u (KN.m)	μ	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
28.52	0.085	0.955	0	3.01	5 HA 12 = 5.65	0.9

III.7.5. Les vérifications:

- Vérification de contrainte normales à l'ELS: **Art [A.4.5.3] (2)**

Tableau III.28. Vérification de contrainte normales à l'ELS

A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
5.65	9.95	35953.96	19.97	55.54	5.53	15	vérifiée	146.20	201.63	vérifiée

- Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU: **Art [A.5.1.2.1.1] (2)**

Tableau III.29. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Vérification				Espacements et armatures			
$V_{u\ max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$ (MPa)	Z_N (cm)	Z_C (cm)	ϕ (mm)	A_t (cm^2)
37.99	0.46	2.5	vérifiée	10	15	8	3 HA 8 = 1.5

- Vérification selon **RPA 99** V 2003 :

a) Vérification de compression dans la bielle de béton : $V_u \leq 0.4(\frac{f_{c28}}{\delta_b})b_0.a$

a = min [b – c – 2 ; 0.9 d] = min [30 – 2.5 – 2 = 25.5 ; 0.9 d = 0.9 x 27.5 = 24.75]

$\Rightarrow$ a = 24.75 cm

$V_u = 37.99$ (KN) $\leq 0.4\ (\frac{25}{1.5})$ x 300 x 247.5 x 10^{-3} = 495 (KN)…… Condition vérifie

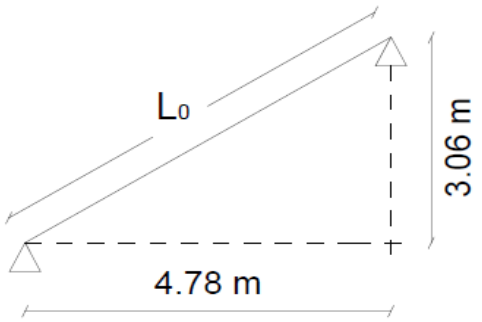
b) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis : $\sigma_m \leq \overline{\sigma}$

$$\sigma_m = \frac{2.v_u}{a.b_0} = \frac{2x37.99x10^3}{247.5x300} = 1.02MPa \quad ; \quad \overline{\sigma_b} = 1.3\frac{f_{c28}}{\delta_b} = 1.3\frac{25}{1.5} = 21.67MPa$$

$\sigma_m = 1.02$ MPa $\leq \overline{\sigma_b} = 21.67$ MPa …… Condition vérifie

Le plan de ferraillage de l'escalier coupe et vue en plan

- Type 2 : Escalier balancé



H= 1.19 m ; L = 1.95 m

$\text{Tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{3.06}{4.78} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.62°$

$L_0 = \frac{4.78}{\cos(32.62)} = 5.67m$

Donc **L = 2.16 m**

Calcule l'épaisseur de l'escalier : L = 5.67 m

$L / 35 \leq e \leq L / 30 \Rightarrow 16.2 \text{ cm} \leq e \leq 18.9 \text{ cm}$

III.7.6.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:

III.7.6.1. Charges permanentes :

Tableau III.30. Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques ($KN.m^3$)	Poids surfaciques ($KN.m^2$)	référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2 Annexes VI-A
4	Dalle du paillasse	e / cos α	25	7.12	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
5	Les marches	h / 2	25	2.13	DTR B.C.2.2 B- Poids volumique
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**10.96**	

III.7.6.2. Charges exploitations: DTR B.C.2.2 art [7.2.1]

$Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Tableau III.31. Combinaisons des charges.

			ELU	**ELS**
	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	$P_u = 1.35G+1.5Q$ (KN/m)	$P_{ser} = G + Q$ (KN/m)
Paillasse	10.96	2.5	18.55	13.46

III.7.6.3. Les sollicitation de l'escalier :

Les sollicitations en travée et en appuis sont :

Tableau III.32. Résultat de calcul.

	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	T_u (KN)
ELU	63.75	37.50	52.72
ELS	46.27	27.22	-

III.7.6.4. Calcule le ferraillage :

Tableau III.33. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN/m)	μ	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)
travée	63.75	0.097	0.948	0	8.99	8HA12=9.05	2.4	2.26	5HA8=2.31

III.8. Les vérifications:

- Vérification de l'espacement entre les aciers :

- Armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.50cm$$

$S_{t\,max} \leq$ Min [3h = 45 cm ; 33 cm] = 33 cm

S_t =14.29 cm ≤ 33 cm ……condition vérifiée

- Armatures de répartitions :

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

$S_{t\,max} \leq$ Min [4h = 60 cm ; 33 cm] = 33 cm

S_t = 20 cm ≤ 33 cm ……condition vérifiée

- Vérification de contrainte normales à l'ELS: **Art [A.4.5.3] (2)**

Tableau III.34. Vérification de contrainte normales à l'ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN/m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)
travée	9.05	6.40	39690.49	46.27	116.58	7.46	15	vérifiée

- Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELS: **Art [A.5.1.2.1.1] (2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \left[\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$$

Tableau III.35. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELS.

Vérification			
$V_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
52.72	0.25	3.33	vérifiée

- Vérification des flèches à l'ELS : **Art [B.6.5.3] (2)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Tableau III.36. Vérification des flèches.

1^{ére} condition	2^{éme} condition
$h / L \geq M_t / (20\ M_0)$	$A / (b_0.\ d) \leq 2 / f_e$
$h / L = 0.24 / 5.67 = 0.0432$ $M_t / (10\ M_0) = 46.27 / (20 \times 75)$ $= 0.031$ $0.0432 \geq 0.031$	$A/(b_0.\ d) = 9.05/(100 \times 21.5)$ $= 0.0042$ $4.2 / f_e = 2 / 400 = 0.0005$ $0.0042 \leq 0.0005$
Condition vérifie	Condition non vérifie

Donc d'après ces résultats il fout calculer la flèche :

Tableau III.37. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (KN/m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
46.27	9.05	12.51	0.0042	0.900	264.22	0.439	4.99	1.99
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
126795.56	43732.46	74358.47	5.67	10.57	18.65	8.08	10.67	Oui

III.9. La dalle machine :

III.9.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage.

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

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

III.9.2. Pré dimensionnement :

On doit vérifier deux conditions :

a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{180}{45} = 4 \leq e \leq \frac{180}{40} = 4.5 \quad \Rightarrow \text{ on prendre } e = 4 \text{ cm}$$

b) Condition de l'E.N.A.S.C :

L'entreprise national des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm.

Donc : on prend e = 25 cm.

III.9.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.9.3.1. Charge permanentes :

Tableau III.38. Evaluation des charges permanentes.

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^3)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				6.61

- **Poids de la machine supporté :**

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise national des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

Tableau III.39. Poids de la machine.

P(KN)						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
45	35	70	90	125	100	23

$$q = \frac{\Sigma p_i}{s} = 135.55 KN/m^2 \Rightarrow G_{tot} = 6.61 + 135.55 = 142.16 \text{ KN/m}^2$$

III.9.3.2. Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

III.9.3.3. Détermination des charges de la dalle :

Tableau III.40. Détermination des charges de la dalle.

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
142.16	5	199.42	147.16

III.9.4. Calcul des sollicitations :

III.9.4.1.Méthode de calcul :

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.80}{2} = 0.9 \geq 0.4$$

Donc : La dalle travail suivant deux direction.

Il existe une méthode pour le calcul des dalles pleine :

- La méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y dans :

- Le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x.P.L_x^2$
- Le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y.M_x$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis.

Les conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q = 5\ KN/m^2 \leq Min\ (2\ G = 284.32\ ;\ 5) = 5\ KN/m^2$ …….. Condition vérifie
- Un panneau rectangulaire ……..Condition vérifie
- Une charge uniformément repartie……..Condition vérifie

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.9.4.2. Calcul des moments :

Tableau III.41. Les efforts internes.

ELU		**ELS**
$M_x = \mu_x.P_u.\ L_x^2$ $M_y = \mu_y.\ M_x$		$M_x = \mu_x.P_{ser}.\ L_x^2$ $M_y = \mu_y.\ M_x$
$P_u = 199.42$ (KN/m)		$P_{ser} = 147.16$ (KN/m)
$\mu_x = 0.0456$ $\mu_y = 0.7834$	0.9	$\mu_x = 0.0528$ $\mu_y = 0.8502$
$M_x = 29.46$ (KN.m) $M_y = 23.08$ (KN.m)		$M_x = 25.17$ (KN.m) $M_y = 21.40$ (KN.m)
$M_{tx} = 0.75\ M_x$ $M_{ty} = 0.75\ M_y$ $M_{ax} = M_{ay} = -0.5\ M_x$		
$M_{tx} = 22.09$ (KN.m) $M_{ty} = 17.31$ (KN.m) $M_{ax} = M_{ay} = -14.73$ (KN.m)		$M_{tx} = 18.88$ (KN.m) $M_{ty} = 16.05$ (KN.m) $M_{ax} = M_{ay} = -12.58$ (KN.m)

III.9.4.3. calcul le ferraillage (flexion simple) :

Tableau III.42. Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
travée	x	22.09	0.030	0.985	0	2.86	4 HA10 = 3.14	2.5
	y	17.31	0.026	0.987	0	2.34	4 HA10 = 3.14	2.5
appui	x	14.73	0.020	0.990	0	1.90	4 HA10 = 3.14	2.5
	y	14.73	0.022	0.989	0	1.99	4 HA10 = 3.14	2.5

III.9.4.4. Les vérifications:

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min(3h = 75cm; 33cm) = 33cm$$ …….. Condition vérifie

$$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min(4h = 100cm; 45cm) = 45cm$$ …… Condition vérifie

- Vérification de contrainte normales à l'ELS: **Art [A.4.5.3] (2)**

La fissuration est peu nuisible :

Tableau III.43. Vérification de contrainte normales à l'ELS.

		A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN/m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travée	x	3.14	4.16	18242.06	18.88	103.50	4.31	15	vérifiée
	y	3.14	4.05	16556.40	16.05	96.94	3.92	15	vérifiée
appui	x	3.14	4.16	18242.06	12.58	68.96	2.87	15	vérifiée
	y	3.14	4.05	16556.40	12.58	75.98	3.08	15	vérifiée

- Vérification du cisaillement à l'ELU: **[Art.5.2.4.2] (2)**

$$T_x = \frac{P_u.L_x.L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad T_y = \frac{P_u.L_x.L_y}{3L_y}$$

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

$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ ……fissuration préjudiciable

Tableau.VI.44.Vérification du cisaillement.

$T_{u\,x}$ (kN)	$T_{u\,y}$ (kN)	$\tau_{u.x}$ (MPa)	$\tau_{u.y}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
123.77	119.95	0.55	0.56	1.17	vérifiée

D'après ces résultats on a aucun risque des efforts tranchants dons les armatures transversales n'est pas nécessaire.

- Vérification des flèches à l'ELS : **Art [B.6.5.3] (2)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées

Tableau III.45. Vérification des flèches à l'ELS.

$1^{ére}$ condition	$2^{éme}$ condition	$3^{éme}$ condition
$h / L_x \geq M_t / (20\ M_0)$	$A_x / (b_0.\ d_x) \leq 2 / f_e$	$A_y / (b_0.\ d_y) \leq 2 / f_e$
$h / L_x = 25 / 180 = 0.14$ $M_t / (10\ M_0) =$ $22.09 / (20 \times 29.46) = 0.04$ $0.14 \geq 0.04$	$A_x / (b_0.\ d_x) =$ $3.14 / (100 \times 22.5) = 0.0014$ $2 / f_e = 2 / 400 = 0.005$ $0.0014 \leq 0.005$	$A_y / (b_0.\ d_y) =$ $3.14 / (100 \times 21.5) = 0.0015$ $2 / f_e = 2 / 400 = 0.005$ $0.0015 \leq 0.005$
Condition vérifie	Condition vérifie	Condition vérifie

Lorsque les trois conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.10.Les dalles pleines :

III.10.1.Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3 ou 4 appuis avec ou sens continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.10.2.Principe de calcul:

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

a) Travail externe :

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

$$T_{ext} = q.S.f$$

Avec : q : charge totale ;

S : surface de répartition de la charge ;

f : Flèche du centre de gravité de S.

$$\begin{cases} f = f/3 & \text{triangulaire} \\ f = f/2 & \text{rectangulaire.} \end{cases}$$

b) Travail interne :

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

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

Avec : M : moment de flexion ;

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation ;

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur $(\Sigma T_{\text{int}} = \Sigma T_{ext})$

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée) ;

Travail intérieur : en fonction du moment.

III.10.3.Hypothèse du calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

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

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

- un coté libre par trait continu ;
- un appui simple par un trait continu contenant des hachures ;
- un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures ;

6) On appelle :

- ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+) ;
- ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-) ;
- La ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zig-zig ;
- La ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.10.4.Evaluation des sollicitations:

Tableau III.46. Evaluation des sollicitations.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Terrasse	7.22	1	11.24	8.22
Courent	7.81	3.5	15.79	11.31

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

P_u = 15.79 (KN/m) P_{ser} =11.31 (KN/m)

III.10.5.Les différents types des dalles pleines:

III.10.5.1.1^{ére} types : (dalle reposant sur 3 appuis)

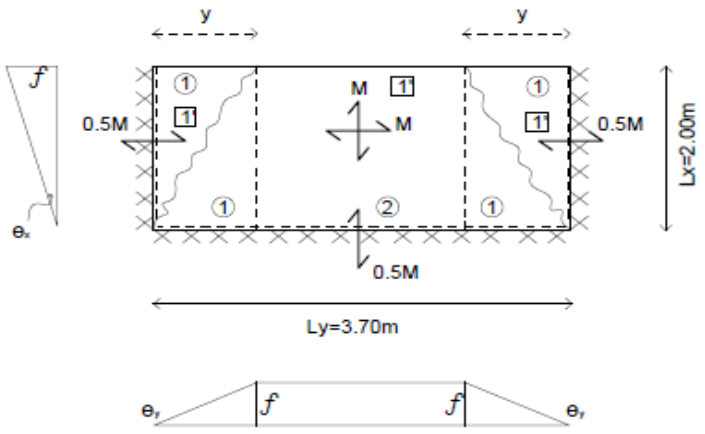


Figure III.13.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 3 appuis.

III.10.5.1.a. Calcul des moments :

$\sum T_{ext} = (3.7 - y).\ q.\ f$; $\sum T_{int} = \frac{6 + 2.77y}{y} Mf$

$\frac{dp}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 1.39$ cm

Donc on obtient $M = 0.32 \times p_u$.

$M_t = M = 0.32 \times p_u = 5.05$ KN.m

$M_a = -0.5\ M = -2.53$ KN.

III.10.5.1.b. Calcul du ferraillage à l'ELU:

Tableau III.47. Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
travée	X	5.05	0.022	0.989	0	1.17	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
	Y		0.027	0.986	0	1.30	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
Appui	X	-2.53	0.011	0.994	0	0.58	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
	Y		0.013	0.993	0	0.64	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52

III.10.6.1.2^{éme} types : (dalle reposant sur 2 appuis)

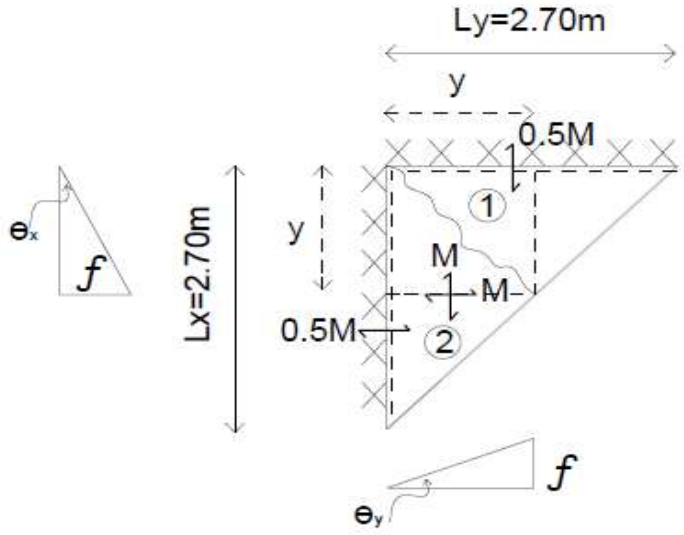


Figure III.14.Dalle pleine rectangulaire reposant sur 2 appuis.

III.10.6.1.a. Calcul des moments :

$\sum T_{ext} = 1.215.\ q.\ f$; $\sum T_{int} = 1 + \frac{5.4}{y} Mf$

$\frac{dp}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 1.35$ cm

Donc on obtient $M = 0.243 \times p_u$.

$M_t = M = 0.243 \times p_u = 3.83$ KN.m

$M_a = -0.5\ M = -1.92$ KN.m

III.10.6.1.b. Calcul du ferraillage à l'ELU:

Tableau III.48. Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
travée	X	3.83	0.017	0.992	0	0.88	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
	Y		0.021	0.989	0	0.98	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
Appui	X	1.92	0.008	0.996	0	0.44	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52
	Y		0.010	0.995	0	0.48	1.5	Non vérifiée	1.5	7 HA 8 = 3.52

IV.1. Introduction

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité ;
- assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- minimiser les efforts de torsion (les voiles doivent être placés à égale distance par rapport à l'axe de symétrie de la structure).

IV.2. Critères de classification selon RPA 99 version 2003

IV.2.1. Classification des zones sismique : [Art 3.1] (1)

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II_a et II_b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité forte.

Dans notre cas le projet est situé dans une zone de sismicité forte (Zone III).

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance: [Art 3.2] (1)

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance ;
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne ;
- Groupes 3 : ouvrages de faible importance.

Dans notre projet, on a ouvrages d'importance moyenne.

IV.2.3. Classification des sites: [Art 3.3] (1)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site meuble (catégorie 3), il est constitué dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide

IV.3.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de masse (G) ;
- Le centre de torsion (T).

IV.3.1. Le centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaitre les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse (G) sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\Sigma W_i * X_i}{\Sigma W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\Sigma W_i * Y_i}{\Sigma W_i}$$

Avec :

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

IV.3.2. Le centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

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

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

$$X_T = \frac{\Sigma I_{yi} * X_i}{\Sigma I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma I_{xi} * Y_i}{\Sigma I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile) ;

- X_i et Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- X_T et Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est à rappeler que, les voiles doivent être disposés à égale distance par rapport au centre de symétrie et cela afin de ne pas créer un bras de levier supplémentaire c'est-à-dire le centre de torsion des voiles et des poteaux doit être confondu avec son centre de masse.

IV.3.3. Position du Centre de masse et centre de torsion auto-stable :

La première étape de calcul consiste à considérer la structure comme étant auto-stable. Le bras de levier entre le centre de masse et le centre de torsion des différents étages est indiqué sur le Tableau IV.1.

Tableau IV.1.Centre de masse et centre de torsion (structure auto-stable)

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum W_i$ (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_T (m)	Y_T (m)
Diaph 1	30.60	3793.310	10.66	11.15	17.22	18.24
Diaph 2	27.54	3871.060	10.74	10.88	17.35	18.11
Diaph 3	24.48	3876.719	10.73	10.88	17.30	17.99
Diaph 4	21.42	3876.719	10.73	10.88	17.28	17.90
Diaph 5	18.36	3876.719	10.73	10.88	17.26	17.83
Diaph 6	15.30	3923.044	10.73	10.88	17.25	17.79
Diaph 7	12.24	3969.368	10.73	10.87	17.25	17.72
Diaph 8	9.18	3969.368	10.73	10.87	17.29	17.70
Diaph 9	6.12	4020.447	10.73	10.86	17.41	17.79
Diaph 10	3.06	3431.152	10.19	10.88	17.68	18.35

La position du centre de masse et du centre de torsion est la distance (d) entre eux est affiché dans la figure IV.1 suivante :

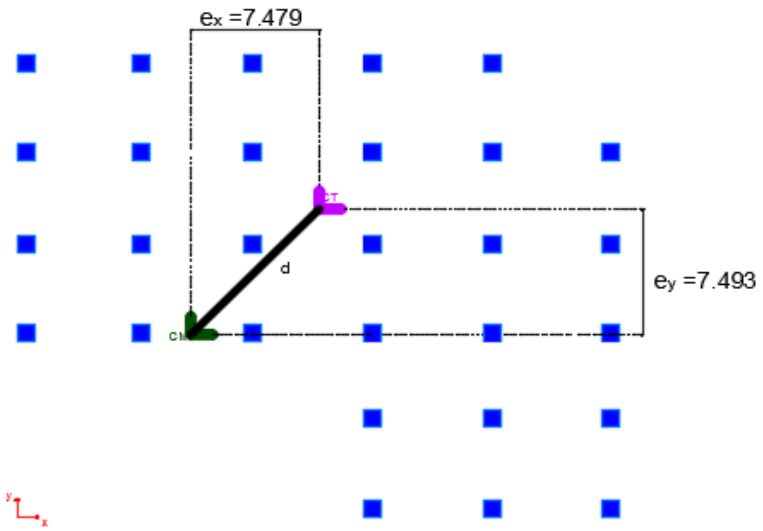


Figure IV.1.La disposition du centre de masse et centre de torsion (structure auto-stable)

Le bras de levier "d" est considérable dépassant la norme que préconise l' R.P.A.

IV.3.4. Calcul d'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 20.80 m

Largeur du bâtiment = 20.55 m

IV.3.4.1. Excentricité admissible:

Excentricité suivant L_x = 15% L_x = 3.12 m

Excentricité suivant L_y = 15% L_y = 3.08 m

IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique):

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

$$e_x = |X_T - X_G| \quad ; \quad e_y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.2.Calcule d'excentricité théorique.

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
30.6	6.56	7.09	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
27.54	6.61	7.23	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
24.48	6.57	7.11	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
21.42	6.55	7.02	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
18.36	6.53	6.95	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
15.30	6.52	6.91	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
12.24	6.52	6.85	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
9.18	6.56	6.83	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
6.12	6.68	6.93	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée
3.06	7.49	7.47	3.12	3.08	Non vérifiée	Non vérifiée

Comme $e_x \leq 15\% L_x$ et $e_y \leq 15\% L_y$ pour tous les niveaux ne sont pas vérifié cela confirme que notre structure n'est pas équilibrée. Et à fin de réduire le bras de levier d, on doit reprendre les calculs de certaines dimension des poteaux ou d'ajouter d'éventuels voiles au niveau des décrochements

Tableau IV.3.Centre de masse et centre de torsion (structure corrigée)

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum W_i$ (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_T (m)	Y_T (m)
Diaph 1	30.60	3921.68	10.67	11.10	12.65	12.14
Diaph 2	27.54	4127.81	10.75	10.79	13.28	12.03
Diaph 3	24.48	4133.47	10.74	10.79	12.84	12.00
Diaph 4	21.42	4133.47	10.74	10.79	12.83	11.99
Diaph 5	18.36	4133.47	10.74	10.79	12.81	11.97
Diaph 6	15.30	4179.79	10.74	10.79	12.80	11.94
Diaph 7	12.24	4226.12	10.74	10.78	12.80	11.90
Diaph 8	9.18	4226.12	10.74	10.78	12.80	11.84
Diaph 9	6.12	4277.20	10.74	10.78	12.85	11.78
Diaph 10	3.06	3930.97	10.34	10.78	12.44	11.89

La position de centre de masse et centre de torsion et la distance (d) entre eux est affiché dans la figure suivant :

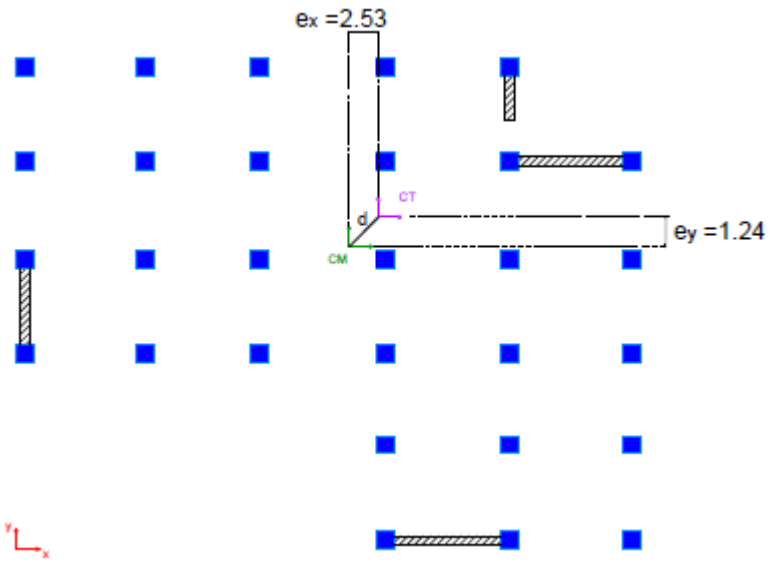


Figure IV.2.La disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.3.5. Calcul d'excentricité corrigée :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 20.80 m

Largeur du bâtiment = 20.55 m

IV.3.5.1. Excentricité admissible corrigée:

Excentricité suivant L_x = 15% L_x = 3.12 m

Excentricité suivant L_y = 15% L_y = 3.08 m

IV.3.5.2. Excentricité théorique (statique) corrigée:

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

$$e_x = |X_T - X_G| \quad ; \quad e_y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.4.Calcule d'excentricité théorique corrigée.

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
30.60	1.98	1.04	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
27.54	2.53	1.24	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
24.48	2.10	1.21	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
21.42	2.09	1.20	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
18.36	2.07	1.18	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
15.30	2.06	1.15	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
12.24	2.06	1.12	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
9.18	2.06	1.06	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
6.12	2.11	1.00	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
3.06	2.10	1.11	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.6. Disposition du voile

IV.3.6.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) :

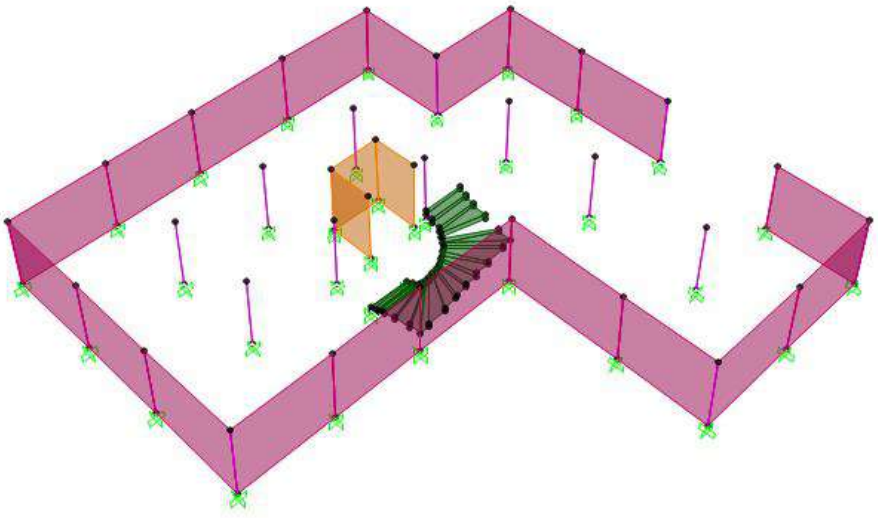


Figure IV.3.La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)

IV.3.6.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

a) 1ère disposition (voile de contreventement) :

les modes	1ère mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.65	0.49	0.31
Rotation (%)	3.22	0.19	62.06

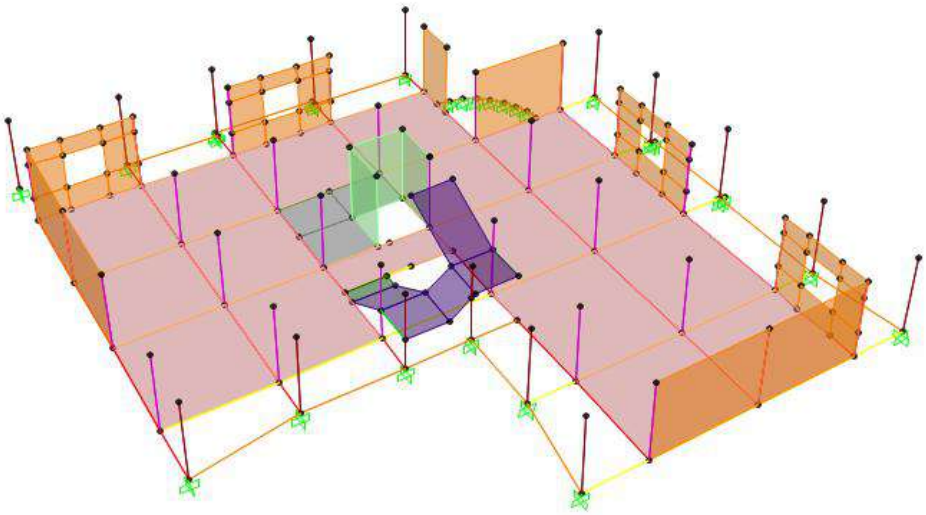


Figure IV.4.1ère disposition des voiles

b) 2ème disposition:

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.71	0.65	0.43
Rotation (%)	0.87	2.37	61.14

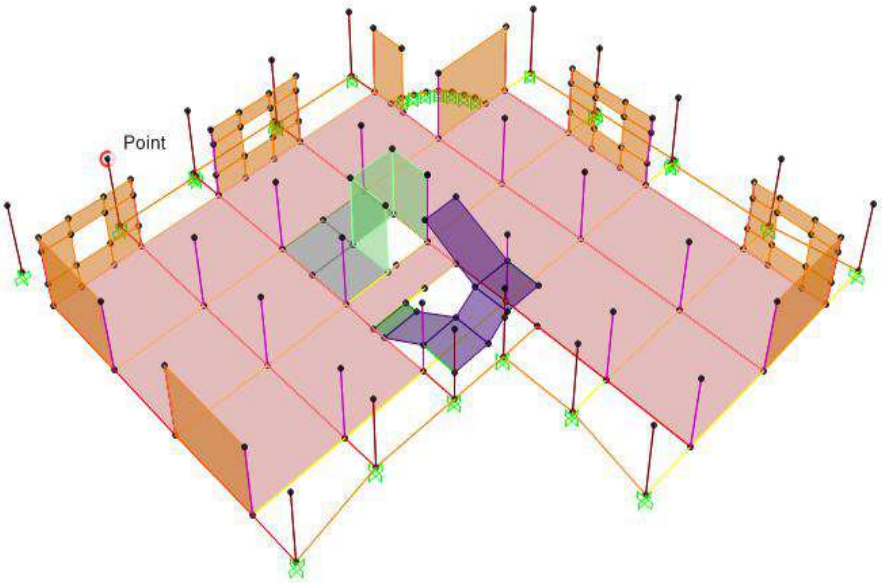


Figure IV.5.2ème disposition des voiles

c) 3ème disposition:

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.71	0.59	0.35
Rotation (%)	2.68	5.09	57.36

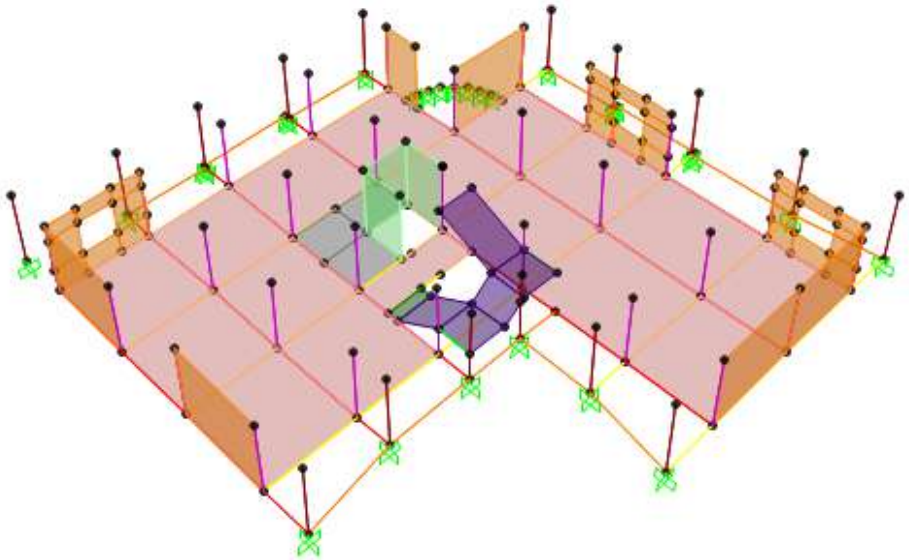


Figure IV.6.3ème disposition des voiles

d) 4ème disposition:

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.73	0.66	0.43
Rotation (%)	0.75	2.09	61.54

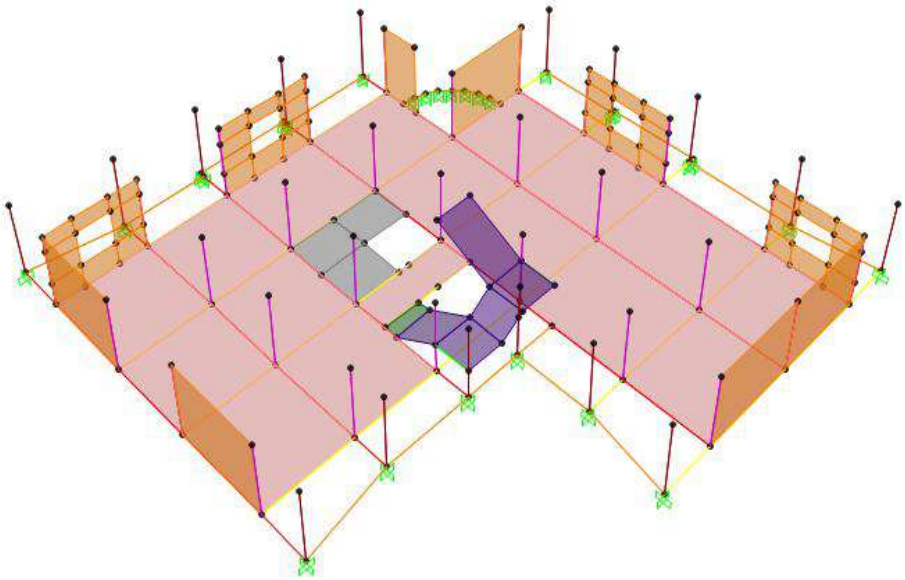


Figure IV.7.4ème disposition des voiles

e) **5ème disposition:**

les modes	1ére mode	2ème mode	3ème mode
Période (sec)	0.69	0.60	0.38
Rotation (%)	0.49	5.13	59.51

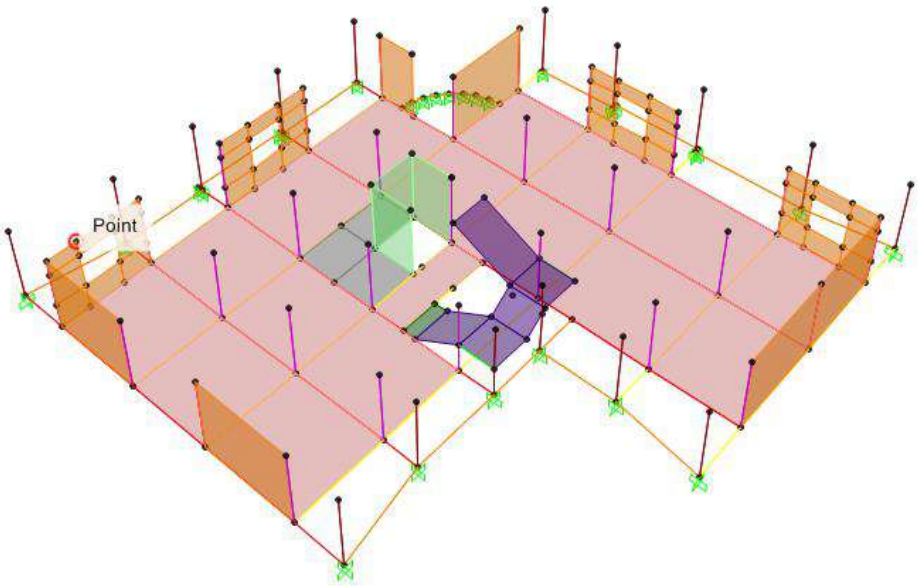


Figure IV.8.5ème disposition des voiles

Remarque : On adopte cette disposition est la disposition finale vu sa période.

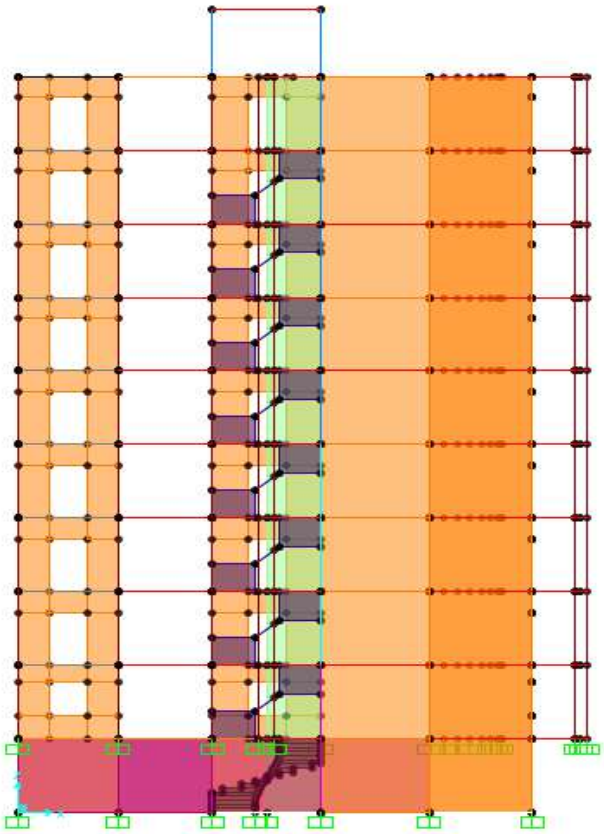


Figure IV.9.La vue en 2D (plan X-Z).

IV.3.6.3. Calcul de centre de masse :

Tableau IV.5. Calcul de centre de masse

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum W_i$ (KN)	$\sum W_i*X_i$	$\sum W_i*Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
Diaph 1	30.60	3999.30	42500.59	44292.28	10.627	11.075
Diaph 2	27.54	4334.49	46275.04	46704.15	10.676	10.775
Diaph 3	24.48	4341.22	46325.17	46802.70	10.671	10.781
Diaph 4	21.42	4341.22	46325.17	46802.70	10.671	10.781
Diaph 5	18.36	4341.22	46325.17	46802.70	10.671	10.781
Diaph 6	15.30	4380.86	46708.74	47221.30	10.662	10.779
Diaph 7	12.24	4426.74	47175.80	47720.29	10.657	10.78
Diaph 8	9.18	4426.74	47175.80	47720.29	10.657	10.78
Diaph 9	6.12	4455.31	47413.39	47992.58	10.642	10.772
Diaph 10	3.06	4067.68	41571.73	44057.09	10.22	10.831

IV.3.6.4. Calcul de centre de masse globale :

Tableau IV.6. Calcul de centre de masse total de la structure

	W_i (KN)	$\sum W_i*X_i$	$\sum W_i*Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
$\sum$	43114.797	457796.596	466116.09	10.618	10.81

IV.3.6.5. Calcul de centre de torsion :

Tableau IV.7. Calcul de centre de torsion

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_i*X_i$	$\sum I_i*Y_i$	X_T (m)	Y_T (m)
Diaph 1	30.60	10.815	13.815	158.582	134.679	11.479	12.453
Diaph 2	27.54	10.685	13.419	157.096	132.376	11.707	12.389
Diaph 3	24.48	10.540	13.356	154.662	129.916	11.580	12.326
Diaph 4	21.42	10.376	13.300	151.833	127.314	11.416	12.270
Diaph 5	18.36	10.185	13.258	148.821	124.542	11.225	12.228
Diaph 6	15.30	9.955	13.237	145.541	121.521	10.995	12.207
Diaph 7	12.24	9.669	13.257	141.969	118.223	10.709	12.227
Diaph 8	9.18	9.306	13.371	146.653	114.845	10.968	12.341
Diaph 9	6.12	8.920	13.774	155.977	111.518	11.324	12.502
Diaph 10	3.06	8.148	15.113	170.051	103.577	11.252	12.712

IV.3.6.6. Calcul de centre de torsion globale :

Tableau IV.8. Calcul de centre de torsion total de la structure

	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_i*X_i$	$\sum I_i*Y_i$	X_T (m)	Y_T (m)
$\sum$	98.599	135.9	1531.186	1218.512	11.267	12.358

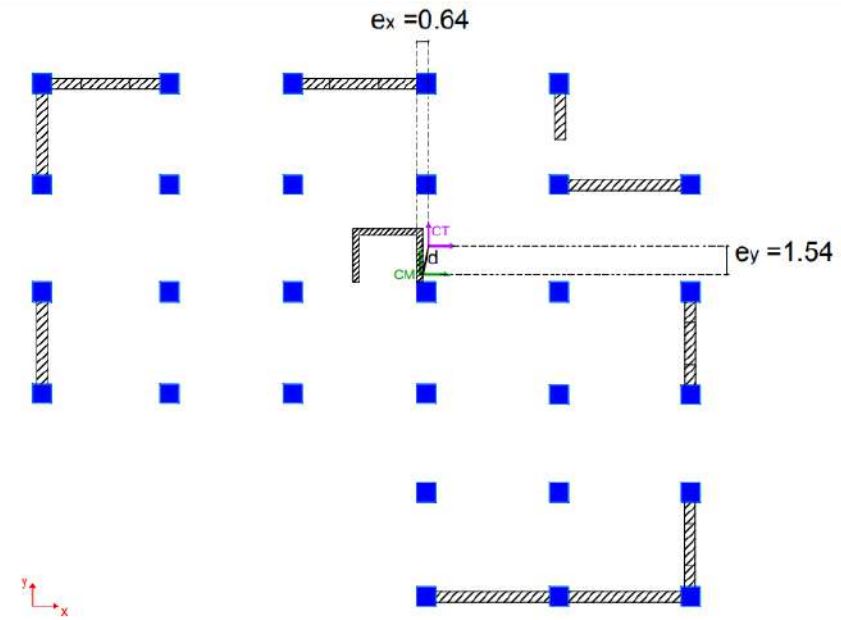


Figure IV.10.La disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.3.7. Calcul d'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 20.80 m

Largeur du bâtiment = 20.55 m

IV.3.7.1. Excentricité admissible:

Excentricité suivant L_x = 15% L_x = 3.12 m

Excentricité suivant L_y = 15% L_y = 3.08 m

IV.3.7.2. Excentricité théorique (statique):

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

$$e_x = |X_T - X_G| \quad ; \quad e_y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.9.Calcule d'excentricité théorique.

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
30.6	0.852	1.378	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
27.54	1.031	1.614	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
24.48	0.909	1.545	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
21.42	0.745	1.489	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
18.36	0.554	1.447	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
15.30	0.333	1.428	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
12.24	0.052	1.447	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
9.18	0.311	1.561	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
6.12	0.682	1.730	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée
3.06	1.032	1.881	3.12	3.08	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.7.3. Excentricité accidentelle:

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion) ;
- Excentricité théorique résultant des plans :

$$E_X = 0.05\ L_x \quad . \quad E_Y = 0.05\ L_Y$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment = 20.80 m donc : E_X = 1.04 m

Largeur du bâtiment = 20.55 m donc : E_Y = 1.03 m

IV.3.7.4. Effets de la torsion accidentelle:

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (admissible) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Tableau IV.10.Calcule d'excentricité totale.

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	$e_{X\ Théor}$ (m)	$E_{X\ Acc}$ (m)	$e_{X\ Théor} \pm E_{X\ Acc}$		$e_{Y\ Théor}$ (m)	$E_{Y\ Acc}$ (m)	$e_{Y\ Théor} \pm E_{Y\ Acc}$	
30.6	0.852	1.04	1.892	0.188	1.378	1.03	2.408	0.348
27.54	1.031	1.04	2.071	0.009	1.614	1.03	2.644	0.584
24.48	0.909	1.04	1.949	0.131	1.545	1.03	2.575	0.515
21.42	0.745	1.04	1.785	0.295	1.489	1.03	2.519	0.459
18.36	0.554	1.04	1.594	0.486	1.447	1.03	2.477	0.417
15.30	0.333	1.04	1.373	0.707	1.428	1.03	2.458	0.398
12.24	0.052	1.04	1.092	0.988	1.447	1.03	2.477	0.417
9.18	0.311	1.04	1.351	0.729	1.561	1.03	2.591	0.531
6.12	0.682	1.04	1.722	0.358	1.730	1.03	2.76	0.700
3.06	1.032	1.04	2.072	0.008	1.881	1.03	2.911	0.851

Le bras de levier d est nettement inférieur à celui que préconise le règlement en vigueur $e_x << 0.64$ et $e_y << 1.54$.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois méthodes suivantes selon leurs conditions d'application :

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

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art. 4.1.2] (1)

Pour notre structure de configuration irrégulière et de groupe d'usage 2 et la zone III, la hauteur (H =30.60 m) dépassant 05 niveau (17 m), donc selon le RPA99 V 2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon la méthode dynamique modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse «SAP 2000»

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.3.1. Principe de la méthode

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

IV.4.3.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur SAP2000 est le nœud maitre, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maitre, suit de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \\ 2{,}5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : [Art 4.2.3] (1)

A : est une fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage.

Tableau IV.11. Le coefficient d'accélération de zone.

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Pour notre ouvrage et Selon RPA 99 V 2003 on a : (zone III ; groupe d'usage 2) ⇒ A = 0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η : [Art 4.2.3] (1)

Donnée par la formule: $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$

Tableau IV.12. Le pourcentage d'amortissement critique ζ.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Selon RPA 99 V 2003, $\xi = 7\%$ donc $\eta = 0.88$

c) Coefficient de comportement R : [Art 3.4.A.4.b] (1)

- **Justification du coefficient de comportement R :**

Les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales suivant x sont :

Tableau IV.13. Justification du coefficient de comportement R suivant x.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	N_Z voiles (KN)	Effort tranchant T_X (KN)	T_X poteaux (KN)	T_X voiles (KN)
Diaph 1 (30.60 m)	4915.120	3446.270	1468.850	1068.140	0.000	1068.140
Diaph 2 (27.54 m)	10243.559	7478.732	2764.827	1956.720	0.000	1956.720
Diaph 3 (24.48 m)	15763.311	11606.382	4156.929	2712.173	0.000	2712.173
Diaph 4 (21.42 m)	21287.583	15744.152	5543.431	3346.395	0.000	3346.395
Diaph 5 (18.36 m)	26875.957	20002.883	6873.074	3885.930	0.000	3885.930
Diaph 6 (15.30 m)	33033.200	25248.234	7784.966	4333.054	0.000	4333.054
Diaph 7 (12.24 m)	38862.519	29833.199	9029.320	4698.802	0.000	4698.802
Diaph 8 (9.18 m)	48705.366	34655.219	14050.147	5057.400	0.000	5057.400
Diaph 9 (6.12 m)	53208.788	41012.290	12196.498	4267.921	0.000	4267.921
Diaph 10 (3.06 m)	45258.193	27478.516	17779.677	2967.726	0.000	2967.726

Tableau IV.14. Choix du coefficient de comportement R suivant x en %.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z %	N_Z poteaux %	N_Z voiles %	Effort tranchant T_X %	T_X poteaux %	T_X voiles %
Diaph 1 (30.60 m)	100	70.116	29.884	100	0.000	100.000
Diaph 2 (27.54 m)	100	73.009	26.991	100	0.000	100.000
Diaph 3 (24.48 m)	100	73.629	26.371	100	0.000	100.000
Diaph 4 (21.42 m)	100	73.959	26.041	100	0.000	100.000
Diaph 5 (18.36 m)	100	74.427	25.573	100	0.000	100.000
Diaph 6 (15.30 m)	100	76.433	23.567	100	0.000	100.000
Diaph 7 (12.24 m)	100	76.766	23.234	100	0.000	100.000
Diaph 8 (9.18 m)	100	71.153	28.847	100	0.000	100.000
Diaph 9 (6.12 m)	100	77.078	22.922	100	0.000	100.000
Diaph 10 (3.06 m)	100	60.715	39.285	100	0.000	100.000

Les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales suivant y sont :

Tableau IV.15. Justification du coefficient de comportement R suivant y.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	N_Z voiles (KN)	Poids N_Z (KN)	N_Z poteaux (KN)	T_X voiles (KN)
Diaph 1 (30.60 m)	4500.215	3446.270	1053.945	674.458	0.000	674.458
Diaph 2 (27.54 m)	9937.247	7478.732	2458.515	1769.501	0.000	1769.501
Diaph 3 (24.48 m)	15306.043	11606.382	3699.661	2505.302	0.000	2505.302
Diaph 4 (21.42 m)	20686.476	15744.152	4942.324	3121.946	0.000	3121.946
Diaph 5 (18.36 m)	26129.786	20002.883	6126.903	3656.277	0.000	3656.277
Diaph 6 (15.30 m)	32151.891	25248.234	6903.657	4113.010	0.000	4113.010
Diaph 7 (12.24 m)	37851.137	29833.199	8017.938	4491.800	0.000	4491.800
Diaph 8 (9.18 m)	39792.372	34655.219	8977.91	2939.286	0.000	2939.286
Diaph 9 (6.12 m)	46399.994	41012.290	12087.16	3193.496	0.000	3193.496
Diaph 10 (3.06 m)	43488.460	27478.516	16009.94	1992.852	0.000	1992.852

Tableau IV.16. Choix du coefficient de comportement R suivant y en %.

Etage	Sollicitation dues aux charges verticales			Sollicitation dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids N_Z %	N_Z poteaux %	N_Z voiles %	Effort tranchant T_Y %	T_Y poteaux %	T_Y voiles %
Diaph 1 (30.60 m)	100	76.580	23.420	100	0.000	100.000
Diaph 2 (27.54 m)	100	75.260	24.740	100	0.000	100.000
Diaph 3 (24.48 m)	100	75.829	24.171	100	0.000	100.000
Diaph 4 (21.42 m)	100	76.108	23.892	100	0.000	100.000
Diaph 5 (18.36 m)	100	76.552	23.448	100	0.000	100.000
Diaph 6 (15.30 m)	100	78.528	21.472	100	0.000	100.000
Diaph 7 (12.24 m)	100	78.817	21.183	100	0.000	100.000
Diaph 8 (9.18 m)	100	87.090	22.750	100	0.000	100.000
Diaph 9 (6.12 m)	100	88.389	23.921	100	0.000	100.000
Diaph 10 (3.06 m)	100	63.186	36.814	100	0.000	100.000

Conformément à l'article **[3.4.A.4.b]** du **RAP 99** V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

Donc R = 3.5

d) Facteur de qualité Q : [Art 4.2.3] (1)

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.17. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	/	0.00	/
2	Redondances en plan	/	0.05	/	0.05
3	Régularité en plan	0.00	/	0.00	/
4	Régularité en élévation	0.00	/	0.00	/
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	/	0.00	/
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	/	0.00	/
	$\sum$	**1.05**		**1.05**	

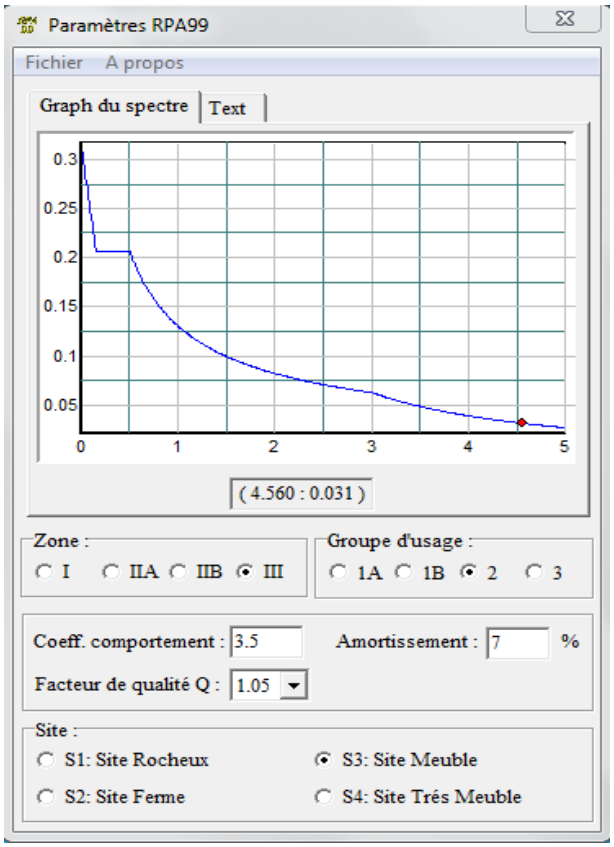


Figure IV.11.Spectre de réponse X.

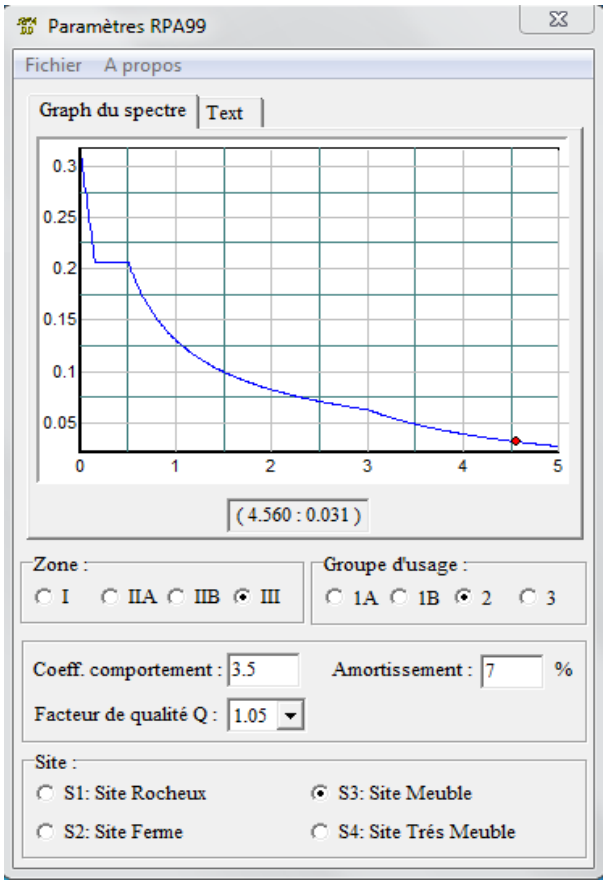


Figure IV.12.Spectre de réponse Y.

IV.5.Résultats de l'analyse dynamique :

- Vérification de comportement des trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification de force sismique à la base ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements en tète ;
- Vérification des déplacements inter-étage ;
- Vérification de cisaillement des éléments ;
- Vérification d'effort normale réduit à la base ;
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

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

Tableau IV.18. Le comportement des trois premiers modes.

les modes	$1^{ére}$ mode	$2^{ème}$ mode	$3^{ème}$ mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation auteur de l'axe Z
Période (sec)	0.68	0.54	0.34

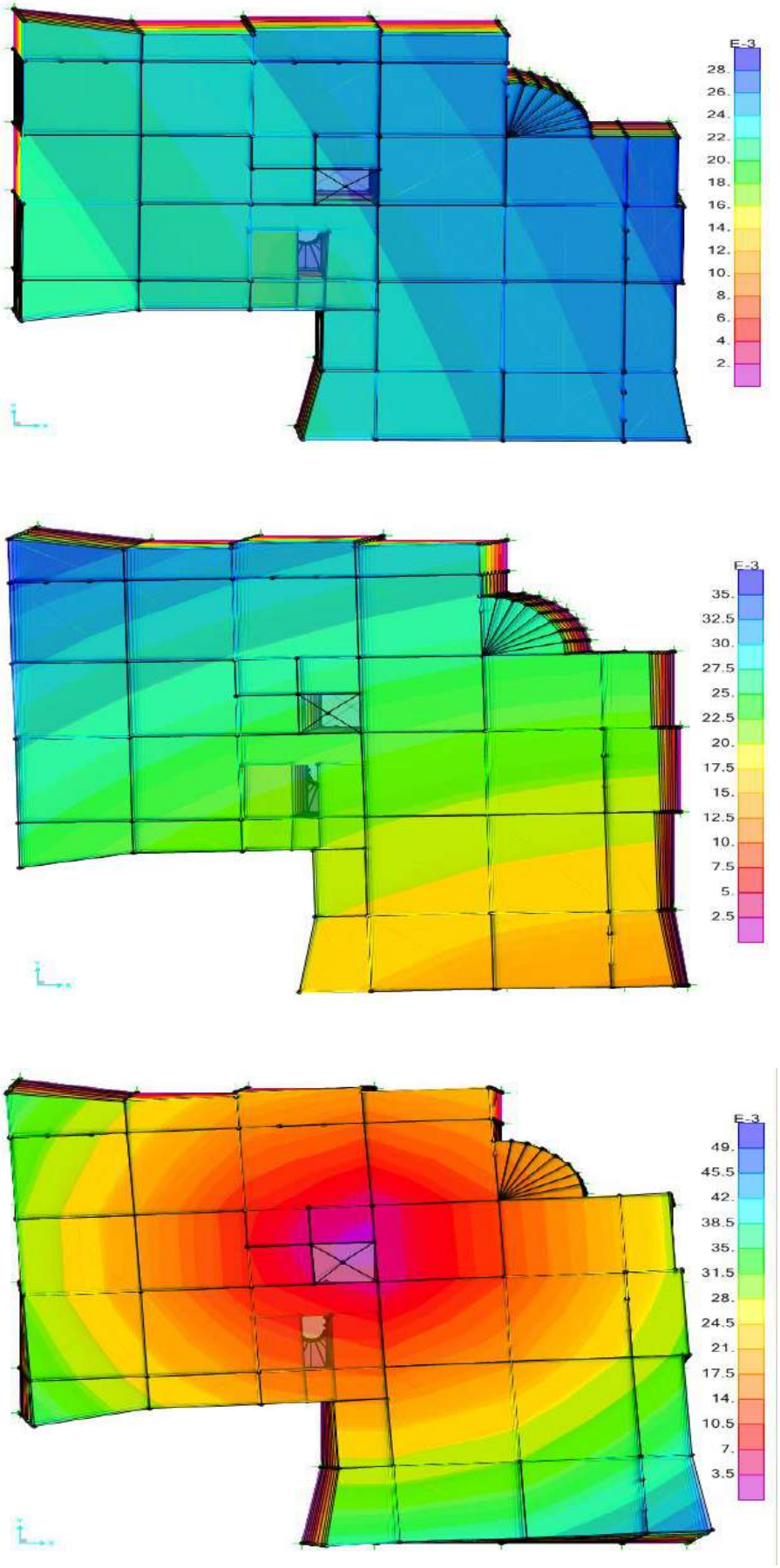


Figure IV.13.Le comportement des trois premiers modes.

IV.5.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après «**RPA99** V2003, **Art 4.3.4**».

Tableau IV.19. Vérification de participation massique.

Modes	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	Cumulée de U_x (%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z (%)
1	0.69	7.59%	56.80%	0.64%	7.59%	56.80%	0.64%
2	0.60	51.60%	7.99%	4.67%	59.20%	64.79%	5.30%
3	0.38	5.15%	0.07%	59.62%	64.35%	64.86%	64.92%
4	0.16	1.96%	14.49%	0.15%	66.30%	79.35%	65.07%
5	0.13	14.56%	2.41%	1.35%	80.87%	81.75%	66.43%
6	0.10	0.00%	0.00%	0.08%	80.87%	81.76%	66.50%
7	0.09	0.02%	0.00%	0.36%	80.89%	81.76%	66.86%
8	0.09	1.87%	0.03%	16.19%	82.76%	81.79%	83.05%
9	0.08	0.09%	0.00%	0.69%	82.85%	81.79%	83.74%
⋮							
60	0.04	0.03%	0.04%	0.04%	88.71%	**90.02%**	85.35%
⋮							
70	0.03	1.07%	0.06%	3.33%	**90.03%**	90.14%	89.34%
⋮							
76	0.03	1.10%	0.39%	0.90%	91.20%	90.54%	**90.35%**
∑	5.71						

Commentaire :

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke ou **70** modes suivant l'axe **X** et **60** modes suivant l'axe **Y** et **76** modes suivant l'axe **Z**.

Selon **RPA 99** V 2003 **[Art 4.3.4.b]**, Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol ;

T_K : la période du mode K.

N = 9 donc : $K \geq 3\sqrt{9} = 9.00$ on prend : K = 9 modes.

$T_K = 0.09$ sec ≤ 0.20 sec ……..Condition vérifiée.

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (**RPA 99** Version 2003 **Art 4.2.6**).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$

- **Calcul de la force sismique totale :** **[Art 4.2.3] (1)**

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

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone A= 0.25 ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Selon RPA 99 Version 2003 : **[Art 4.2.3] (1)**

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

T : La période fondamentale de la structure

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site

Tableau IV.20. Période en fonction du site.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

T_2 = 0.50 sec, (avec site 3)

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

ξ = 7% tableau 4.2 (avec remplissage dense) donc η = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

Tableau IV.21. Période fondamentale suivant les deux directions.

Suivant X		Suivant Y	
T_X	Valeur (sec)	T_X	Valeur (sec)
$T_X = C_T.h_n^{3/4}$	0.65	$T_Y = C_T.h_n^{3/4}$	0.65
$T_X = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_X}}$	0.60	$T_Y = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_Y}}$	0.61
$T_{X\ min}$	**0.60**	$T_{Y\ min}$	**0.61**

Donc :

$D_X = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{2/3} = 1.94 \quad \Rightarrow \quad D_X = 1.94$

$D_y = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{2/3} = 1.92 \quad \Rightarrow \quad D_y = 1.92$

- R : Coefficient de comportement global de la structure R = 3.5
- Q : facteur de qualité : $Q_X = Q_Y = 1.05$
- W : poids total de la structure $W = \Sigma_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

Poids de la structure : W = 43114.797 KN

Tableau IV.22.Calcul de la force sismique.

	Type	F_X (KN)	F_Y (KN)	F_Z (KN)
E_{dx}	Max	5566.707	2349.801	104.498
E_{dy}	Max	2517.639	5533.676	101.318
G + 0.2Q	max	232.025	$2.52x10^{-7}$	43114.797

Tableau IV.23.Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	A	D	R	Q	$\sum W_i$ (KN)	V_S (KN)	E_d (KN)	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$
X	0.25	1.94	3.5	1.05	43114.797	6273.023	5566.707	0.88	vérifiée
Y	0.25	1.92	3.5	1.05	43114.797	6208.531	5533.676	0.89	vérifiée

Selon le **[Art 4.3.6] (1)** le rapport $\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$ est vérifiée.

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \Sigma_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$; $M_{Ry} = \Sigma_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec : F_{ix} : la farce distribuée en hauteur suivant X ;

F_{iy} : la farce distribuée en hauteur suivant Y ;

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{Sx} = X_G . W_i$; $M_{Sy} = Y_G . W_i$

Avec : X_G et Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure ;

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismique :** **[Art 4.4.1] (1)**

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times (V - F_t)$$

Avec : $F_t = \begin{cases} 0.07T.V \leq 0.25V & T \geq 0.7\,\text{sec} \\ 0 & T \leq 0.7\,\text{sec} \end{cases}$

On a : T=0.5 sec ≤ 0.7 sec ⇒ F_t = 0 KN

$$F_{iX} = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times V_X \quad ; \quad F_{iY} = \frac{W_i h_i}{\Sigma_{j=1}^{n} w_j h_j} \times V_Y$$

On a :

V_X = 6740.38 KN et V_Y = 6670.89 KN

Tableau IV.24.Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur.

h_i (m)	W_i (KN)	W_i x h_i	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
30.6	3999.30	122378.58	1142.05	1130.27	34946.716	34586.433
27.54	4334.49	119371.85	1113.99	1102.50	30679.298	30363.009
24.48	4341.22	106273.07	991.75	981.52	24278.070	24027.775
21.42	4341.22	92988.932	867.78	858.83	18587.897	18396.265
18.36	4341.22	79704.799	743.81	736.14	13656.414	13515.624
15.30	4380.86	67027.158	625.50	619.05	9570.217	9471.553
12.24	4426.74	54183.298	505.64	500.43	6189.084	6125.278
9.18	4426.74	40637.473	379.23	375.32	3481.360	3445.469
6.12	4455.31	27266.497	254.45	251.83	1557.257	1541.203
3.06	4067.68	12447.101	116.15	114.96	355.442	351.778
		722278.76			143301.75	141824.38

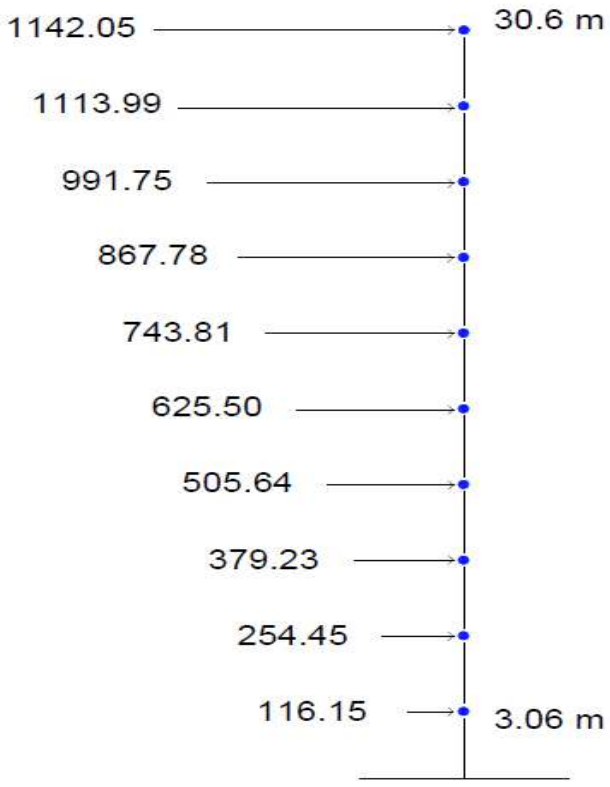


Figure IV.14.Cencentration des forces sismique aux étages suivant X.

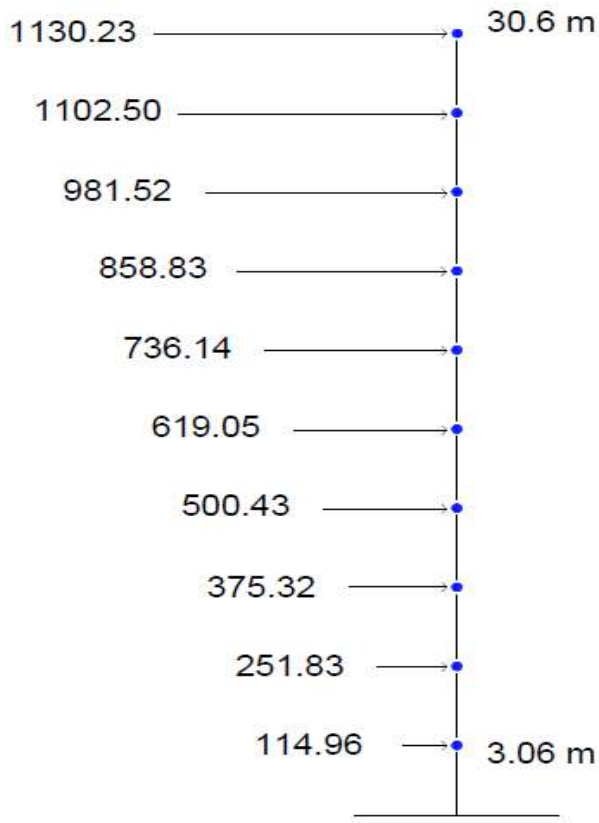


Figure IV.15.Cencentration des forces sismique aux étages suivant X.

Tableau IV.25.Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)
30.6	3999.30	10.627	11.075	42500.56	44292.25
27.54	4334.49	10.676	10.775	46275.02	46704.13
24.48	4341.22	10.671	10.781	46325.16	46802.69
21.42	4341.22	10.671	10.781	46325.16	46802.69
18.36	4341.22	10.671	10.781	46325.16	46802.69
15.30	4380.86	10.662	10.779	46708.73	47221.29
12.24	4426.74	10.657	10.78	47175.77	47720.26
9.18	4426.74	10.657	10.78	47175.77	47720.26
6.12	4455.31	10.642	10.772	47413.41	47992.60
3.06	4067.68	10.22	10.831	41571.69	44057.04
				457796.42	466115.90

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.26.Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} \geq 1.5$
457796.42	466115.90	143301.75	141824.38	3.19	3.28	vérifiée	vérifiée

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête : **[Art B.6.5.3] (2)**

Pour le calcul des déplacements en tète on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette consol.

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure ;

h : La hauteur totale des étages $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

Tableau IV.27. Vérification des déplacements en tête.

	$\delta_{théorique}$ (cm)	R	$\delta_{réel}$	δ_{adm}	$\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$
δ_x	2.77	3.5	9.70	12.24	vérifiée
δ_y	3.22	3.5	11.27	12.24	vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages :

$\delta_k = R\ \delta_{ek}$ **[Art 4.4.3] (1)**

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10] (1)**

Le déplacement horizontale relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $\Delta_{k\ limite} = 0.01\ h_e$

h_e : la hauteur de l'étage K.

On va vérifier : $(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01\ h_e$

Tableau IV.28. Vérification les déplacements inter-étages suivant X.

Niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ (cm)	$\delta_{réel}$ (cm)	$\delta_{inter\text{-}étage}$ (cm)	δ_{adm} (cm)	vérification	ε	|ε|	vérification
30.6	3.06	2.77	9.70	1.19	3.06	vérifiée	2.72	3.5	vérifiée
27.54	3.06	2.43	8.51	1.23	3.06	vérifiée	2.81	3.5	vérifiée
24.48	3.06	2.08	7.28	1.29	3.06	vérifiée	2.95	3.5	vérifiée
21.42	3.06	1.71	5.99	1.26	3.06	vérifiée	2.88	3.5	vérifiée
18.36	3.06	1.35	5.73	1.23	3.06	vérifiée	2.81	3.5	vérifiée
15.30	3.06	1.00	3.50	1.15	3.06	vérifiée	2.63	3.5	vérifiée
12.24	3.06	0.67	2.35	1.02	3.06	vérifiée	2.33	3.5	vérifiée
9.18	3.06	0.38	1.33	0.77	3.06	vérifiée	1.76	3.5	vérifiée
6.12	3.06	0.16	0.56	0.49	3.06	vérifiée	1.12	3.5	vérifiée
3.06	3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	vérifiée	0.16	3.5	vérifiée
0	0	0	0	0	3.06	vérifiée	0	3.5	vérifiée

Tableau IV.29. Vérification les déplacements inter-étages suivant Y.

Niveau (m)	$h_{étage}$ (m)	δ (cm)	$\delta_{réel}$ (cm)	$\delta_{inter\text{-}étage}$ (cm)	δ_{adm} (cm)	vérification	ε	$\lvert\varepsilon\rvert$	vérification
30.6	3.06	3.22	11.27	1.29	3.06	vérifiée	2.95	3.5	vérifiée
27.54	3.06	2.85	9.98	1.37	3.06	vérifiée	3.14	3.5	vérifiée
24.48	3.06	2.46	8.61	1.43	3.06	vérifiée	3.27	3.5	vérifiée
21.42	3.06	2.05	7.18	1.47	3.06	vérifiée	3.36	3.5	vérifiée
18.36	3.06	1.63	5.71	1.44	3.06	vérifiée	3.30	3.5	vérifiée
15.30	3.06	1.28	4.27	1.36	3.06	vérifiée	3.11	3.5	vérifiée
12.24	3.06	0.83	2.91	1.23	3.06	vérifiée	2.81	3.5	vérifiée
9.18	3.06	0.48	1.68	0.98	3.06	vérifiée	2.24	3.5	vérifiée
6.12	3.06	0.2	0.7	0.63	3.06	vérifiée	1.44	3.5	vérifiée
3.06	3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	vérifiée	0.16	3.5	vérifiée
0	0	0	0	0	3.06	vérifiée	0	3.5	vérifiée

Commentaire :

Le déplacement inter-étage est satisfait à tous les niveaux (pas de changement de masse ni de régidité).

La valeur de la déformation (ε) ne doit pas dépasser la limite élasto plastique (domaine élasto-plastique) dans les deux directions.

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

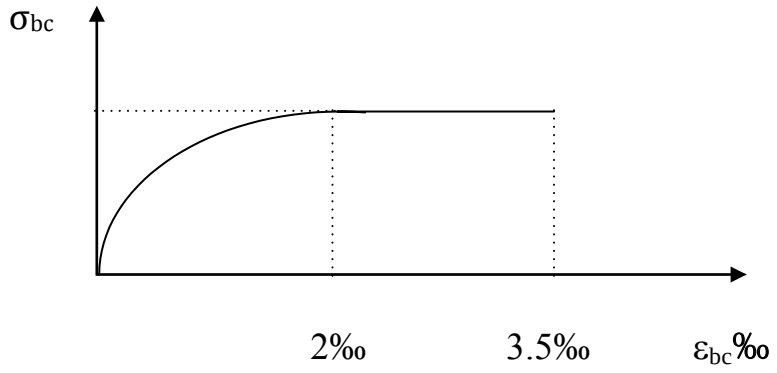


Figure IV.16.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

Les éléments de la structure doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5] (1)**

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments:

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres selon CBA93 : **[Art A.5.1] (1)**

$$\tau_{max} = \frac{T}{b.d}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$

Tableau IV.30. Vérification di cisaillement des éléments.

Section	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	γ_b	τ_{max} (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
PP	30	40	192.38	ACC	1.15	1.50	3.26	vérifiée
PS	30	35	93.46	ACC	1.15	0.95	3.26	vérifiée
Chainage	30	25	47.93	ELU	1.5	0.71	2.50	vérifiée
Longrine	30	30	20.13	ELU	1.5	0.24	2.50	vérifiée

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux ;

- Sans le cas de R =3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale, donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%), pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.5.8. Vérification de l'effort normale réduit à la base: [Art 7.1.3.3] (1)

Selon RPA version 2003, on entend par effort normal réduit le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière ⇒ (b – 2) x (h – 2) ;

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.31. Vérification de l'effort normale réduit à la base.

Section	b (cm)	h(cm)	N_d (KN)	B_C (mm^2)	Combinaison	f_{c28}	υ (MPa)	υ_{adm}(MPa)	vérification
Poteau X	55	55	1808.79	280900	ACC	25	0.25	0.3	vérifiée
Poteau Y	55	55	1902.51	280900	ACC	25	0.27	0.3	vérifiée
Poteau X	30	30	529.20	78400	ACC	25	0.27	0.3	vérifiée
Poteau Y	30	30	568.40	78400	ACC	25	0.29	0.3	vérifiée

IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [Art 5.9] (1)

Les effets du 2° ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau K ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1 ;
- h_k : hauteur de l'étage K.

Si : $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si : $\theta < 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.32.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y).

h_k (m)	P_K (KN)	$P_K.h_K$ (KN)	F_{dx} (KN)	F_{dy} (KN)	$\Delta_{k\,x}$ (cm)	$\Delta_{k\,y}$ (cm)	θ_x	Θ_y	$\theta_x \leq 0.10$	$\theta_x \leq 0.10$
30.6	4067.684	124471.13	5566.707	5533.676	1539.99	1543.73	0.010	0.011	vérifiée	vérifiée
27.54	4455.306	122699.18			1518.07	1521.75	0.012	0.013	vérifiée	vérifiée
24.48	4426.743	108366.66			1340.74	1343.99	0.014	0.015	vérifiée	vérifiée
21.42	4426.743	94820.83			1173.15	1175.99	0.016	0.018	vérifiée	vérifiée
18.36	4380.861	80432.60			995.13	997.55	0.018	0.021	vérifiée	vérifiée
15.30	4341.221	66420.68			821.77	823.77	0.020	0.023	vérifiée	vérifiée
12.24	4341.221	53136.54			657.423	659.01	0.022	0.026	vérifiée	vérifiée
9.18	4341.221	39852.40			493.06	494.26	0.022	0.028	vérifiée	vérifiée
6.12	4334.492	26527.09			328.20	328.99	0.021	0.027	vérifiée	vérifiée
3.06	3999.303	12237.86			151.41	151.77	0.006	0.006	vérifiée	vérifiée

V.1. Introduction

Le calcul du ferraillage des éléments résistants devra satisfaire les règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA93 :
  - Etat limite ultime : 1.35 G + 1.5 Q
  - Etat limite accidentel : G + Q ± E ;
  - Etat limite de service : G + Q.
- Les combinaisons données par les règles du RPA 2003 (Etat limite accidentel) :
  - G + Q ± E :
  - 0.8 G ± E.

Avec :

G : charge permanentes ;

Q : charges d'exploitations ;

E : charge sismique.

Dans notre cas, on a utilisé les combinaisons suivantes :

- ELU (1.35 G + 1.5 Q) ;
- ELAcc $(G + Q \pm E_{dx})$, $(G + Q \pm E_{dy})$, $(0.8\ G + E_{dx})$ et $(_{0.8}\ G + E_{dy})$;
- ELS (G + Q).

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres est fait selon les règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1.Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2.Recommandations du RPA 99 : [Art 7.5.2.1] (1)

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0.5% en toute section.

- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 25) = 3.75 cm^2
- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 30) = 4.5 cm^2
- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 40) = 6 cm^2
- $A_s^{min} = 0.5\%$ (b x h) = 0.005 x (30 x 35) = 5.25 cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante ;
- 6% en Zone nodale.

- **Poutre de section (30 x 25) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 25) = 30 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 25) = 45 cm^2

- **Poutre de section (30 x 30) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 30) = 36 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 30) = 54 cm^2

- **Poutre de section (30 x 40) :**

4% en Zone courante $\Rightarrow A_s^{max} = 0.04$ x (30 x 40) = 48 cm^2

6% en Zone nodale $\Rightarrow A_s^{max} = 0.06$ x (30 x 40) = 72 cm^2

- **Poutre de section (30 x 35) :**

4% en Zone courante ⇒ A_s^{max} = 0.04 x (30 x 35) = 42 cm^2

6% en Zone nodale ⇒ A_s^{max} = 0.06 x (30 x 35) = 63 cm^2

V.2.2.2. Armatures transversales : [Art 7.5.2.2] (1)

La quantité d'armatures transversales est données par : $A_t = 0.003.S_t.b$

Avec : b : Largeur de la poutre ;

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t = \dfrac{h}{2} & \text{en Zone courant} \\ S_t = \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_t\right) & \text{en Zone nodale} \end{cases}$$

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

On a deux cas de calcul de ferraillage des poutres principales et secondaires.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les tableaux des poutres liées aux voiles et poutres de portiques (principales et secondaires) suivants :

Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Travée	30	40	92.23	0.8 G + E_{dy}	0.00	6.60	6 HA12 = 6.79
Appui	30	40	-108.47	G+Q - E_{dy}	0.00	7.80	7 HA12 = 7.92

Tableau V.3.Ferraillage longitudinal des poutres principales entre deux voiles.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Travée	30	40	162.37	0.8 G + E_{dy}	0.00	12.27	3 HA12 + 6 HA14 = 12.63
Appui	30	40	-194.14	G+Q - E_{dy}	0.00	15.16	3HA12 + 6 HA 16 = 15.45

Tableau V.4.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Appui (+)	30	35	77.90	G+Q+E_{dx}	0.00	6.45	7 HA12 = 7.92
Appui (-)	30	35	-86.43	G+Q - E_{dx}	0.00	7.23	7 HA12 = 7.92

Tableau V.5.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires entre deux voiles.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Appui (+)	30	35	131.03	G+Q+E_{dx}	0.00	11.56	3HA12 +6 HA14 = 12.63
Appui (-)	30	35	-136.01	G+Q - E_{dx}	0.00	12.08	3HA12 +6 HA14 = 12.63

Tableau V.6.Ferraillage longitudinal des chainages au niveau des consoles.

	b (cm)	h (cm)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Travée	30	25	28.14	0.8 G+ E_{dx}	0.00	3.30	4 HA12 = 4.52
Appui	30	25	-44.31	G+Q+E_{dy}	0.00	5.39	5 HA12 = 5.65

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA 99 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)
- $A_{travée} \geq A_{min}$ (RPA) et $A_{travée} \geq A_{max}$ (RPA)
- $A_{appui} \geq A_{min}$ (RPA) et $A_{appui} \geq A_{max}$ (RPA)

Avec : A_{min} (CBA) = $\frac{b.h}{1000}$ **[Art.B.6.4] (2)**

A_{min} (RPA) = 0.5% b.h **[Art.7.5.2.1] (1)**

Tableau V.7.Vérification des poutres principales.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Travée	6.79	1.20	Vérifiée	6.00	vérifiée	6.79
Appui	7.92	1.20	Vérifiée	6.00	vérifiée	7.92

Tableau V.8.Vérification des poutres principales entre deux voiles.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Travée	12.63	1.20	Vérifiée	6.00	vérifiée	12.63
Appui	15.45	1.20	Vérifiée	6.00	vérifiée	15.45

Tableau V.9.Vérification des poutres secondaires.

	A_{choisi}(cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Appui(+)	7.92	1.05	vérifiée	5.25	vérifiée	7.92
Appui(-)	7.92	1.05	vérifiée	5.25	vérifiée	7.92

Tableau V.10.Vérification des poutres secondaires entre deux voiles.

	A_{choisi}(cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Appui(+)	12.63	1.05	vérifiée	5.25	vérifiée	12.63
Appui(-)	12.63	1.05	vérifiée	5.25	vérifiée	12.63

Tableau V.11.Vérification des chainages.

	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (CBA)	$A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)	A_{min} (RPA)	$A \geq A_{min}$ (RPA)	A_{final} (cm^2)
Travée	4.52	0.75	Vérifiée	3.75	vérifiée	4.52
Appui	5.65	0.75	Vérifiée	3.75	vérifiée	5.65

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} et en doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$

$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$

Tableau V.12. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\overline{\sigma_s}$	Min $\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
	$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\overline{\sigma_b}$	0.6 f_{c28}	0.6 f_{c28}
	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.13. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	30.96	6.79	4.19	15	vérifiée	/	/	/
Appui	-50.97	7.92	6.56		vérifiée	/		/

Tableau V.14. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Appui(+)	27.70	7.92	5.97	15	vérifiée	/	/	/
Appui(-)	-40.08	7.92	5.50		vérifiée	/		/

Tableau V.15. Vérification des contraintes à l'ELS des chainages.

	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	14.79	4.52	5.18	15	vérifiée	163.11	201.63	vérifiée
Appui	-22.08	5.65	7.19		vérifiée	196.59		vérifiée

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants:

La contrainte de cisaillement du béton au niveau des appuis est donnée par la relation suivant :

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

Avec : V_u : effort tranchant

$\overline{\tau_u}$ Tableau V.16. Calcul de $\tau_{u\,adm}$.

	Poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	Min $\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa$\}$	Min $\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa$\}$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	V_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP	192.38	G + Q + E_{dy}	1.50	3.26	vérifiée
PS	93.46	G + Q - E_{dx}	0.95	3.26	vérifiée
Chinage	47.93	1.35G+1.5Q	0.71	2.5	vérifiée

V.2.6. Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

$\Phi_t \leq$ Min $[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l]$ selon le CBA93 **[Art A.6.4.2] (2)**

D'après RPA 99 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4};12\phi\right) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courant} \end{cases}$$ **[Art 7.5.2.2] (1)**

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t.b_0} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ choisi}$ (cm)		$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	
PP	192.38	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS	93.46	29.25	0.88	8.75	17.5	0.79	10	15	4HA8=2.01
Chinage	47.93	20.25	0.61	6.25	12.5	0.56	10	10	4HA8=2.01

V.2.7. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondant aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}\dfrac{M_t}{M_0} \\ \dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K.M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V.19.Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.27	0.063	vérifiée	0.27	0.075	vérifiée	0.006	0.011	vérifiée
PS	0.09	0.063	vérifiée	0.09	0.075	vérifiée	0.008	0.011	vérifiée
Chainage	0.05	0.063	Non vérifiée	0.05	0.075	vérifiée	0.007	0.011	vérifiée

On a une condition n'est pas vérifiées dans le chainage, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.20. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (KN/m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
14.79	5.65	13.32	0.0066	0.880	165.26	0.437	3.136	1.254
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
45280.40	21014.65	32174.53	4.50	4.43	8.68	4.25	9.00	vérifiée

Lorsque $\Delta f \leq f_{adm}$ alors la flèche est vérifiée

- **Schémas des armatures des poutres Axes D files 3 et 4.**

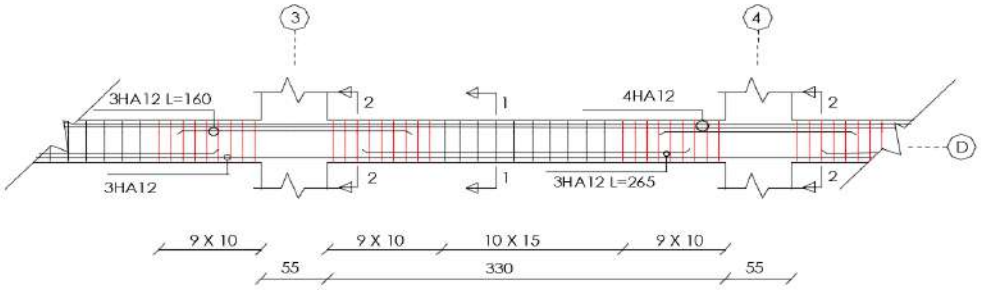


Figure V.1. Poutre principale (30 x 40).

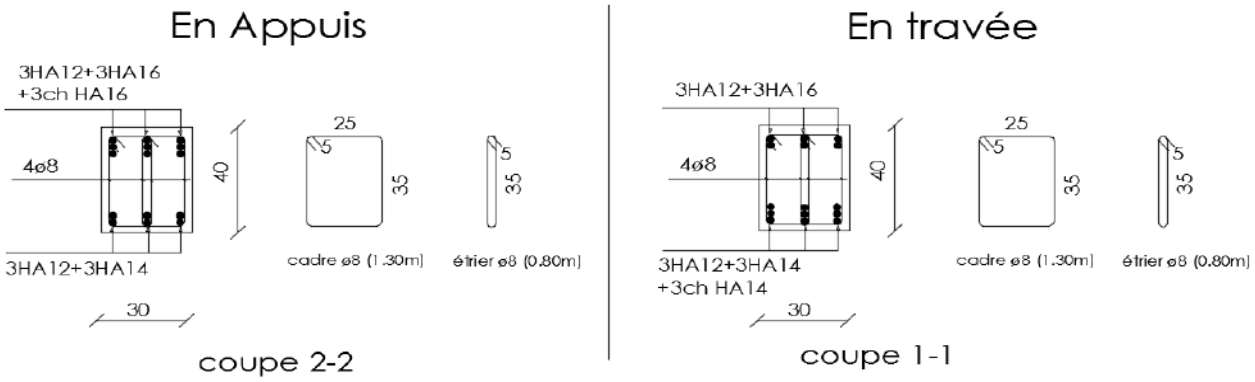


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principale (30 x 40).

- **Schémas des armatures des poutres Axes A files 4 et 5.**

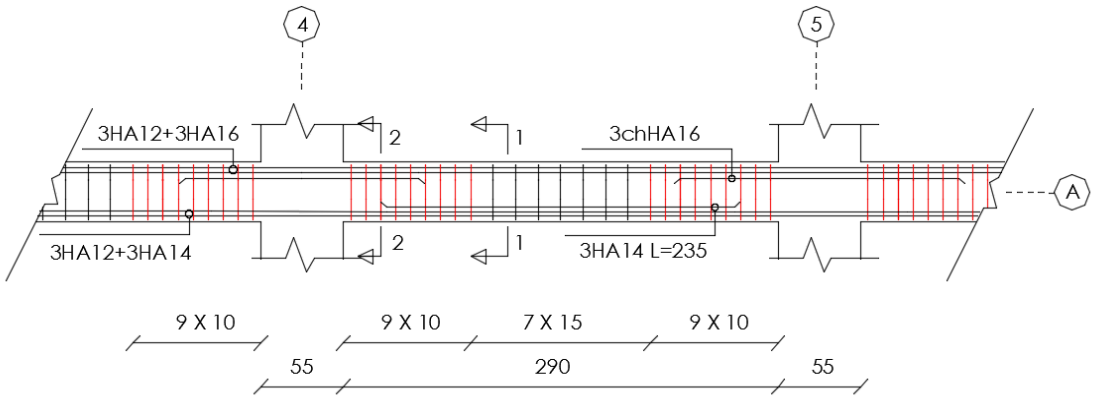


Figure V.3. Poutre principale (30 x 40) entre deux voiles.

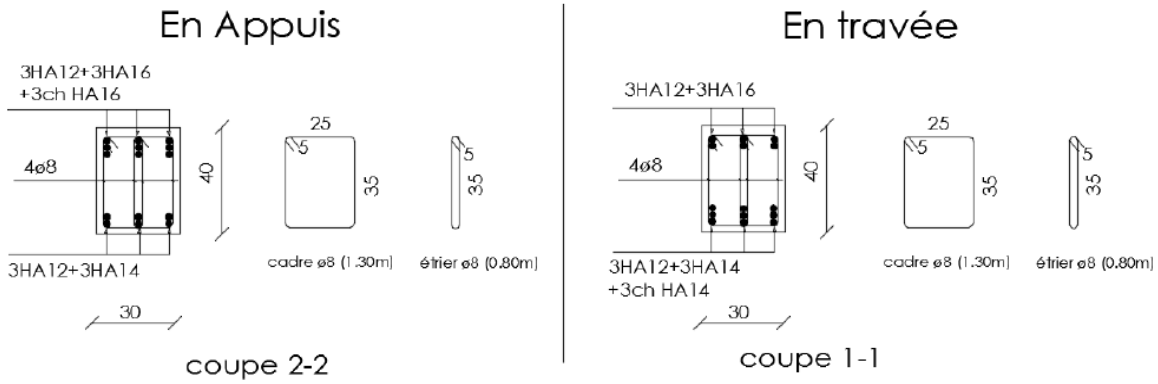


Figure V.4. Disposition des armatures des poutres principale (30 x 40) entre deux voiles.

- **Schémas des armatures des poutres Axes 5 files B et C.**

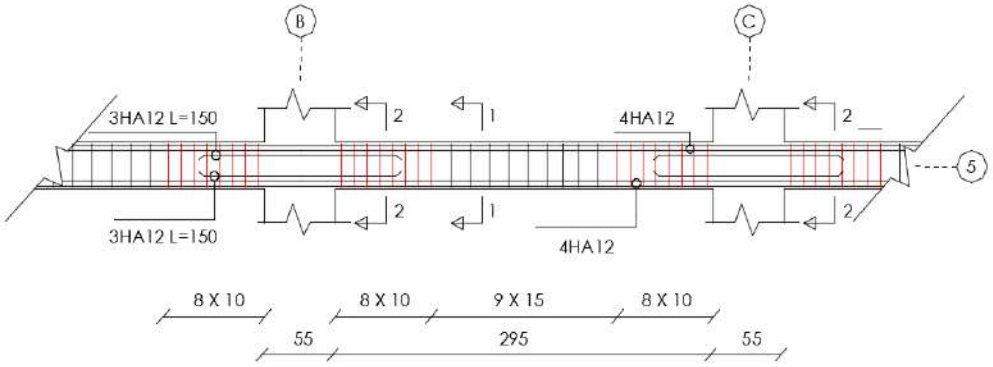


Figure V.5. Poutre secondaire (30 x 35).

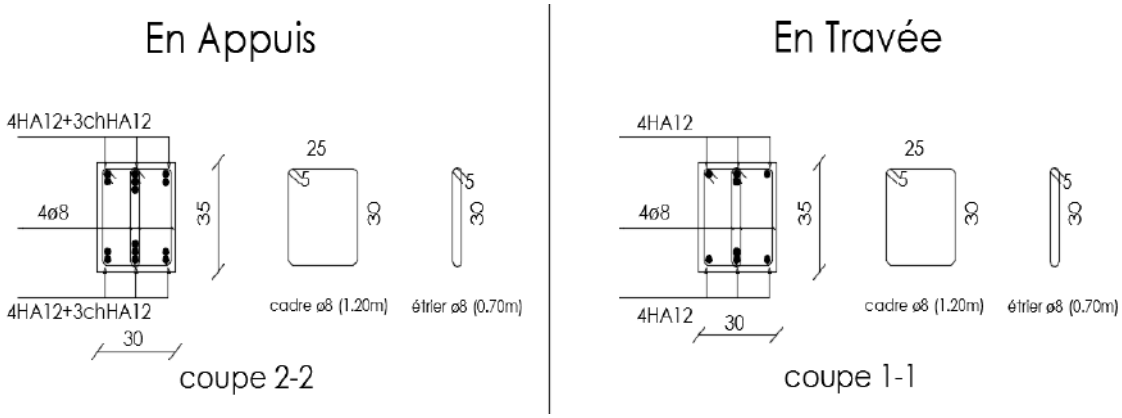


Figure V.6. Disposition des armatures des poutres secondaires (30 x 35).

- **Schémas des armatures des poutres Axes 5 files C et D.**

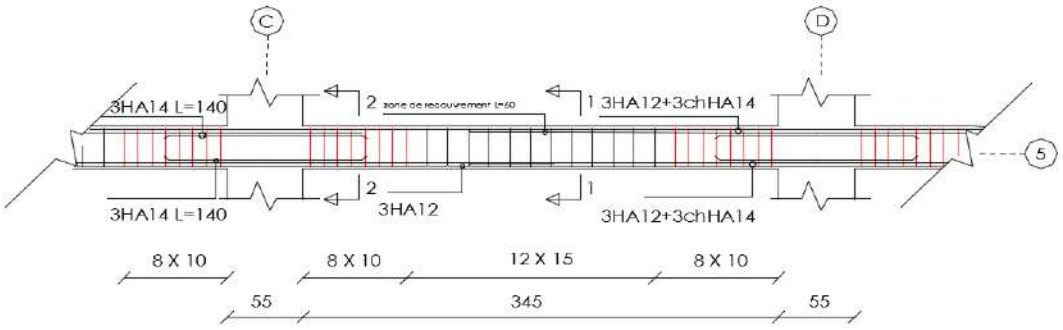


Figure V.7. Poutre secondaire (30 x 35) entre deux voiles.

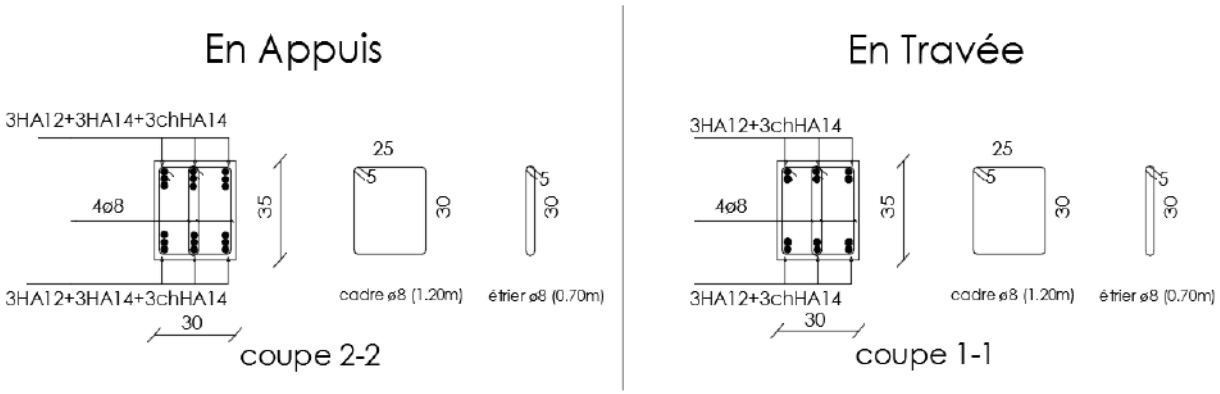


Figure V.8. Disposition des armatures des poutres secondaires (30 x 35) entre deux voiles.

- **Schémas des armatures des poutres Axes G files 3 et 4.**

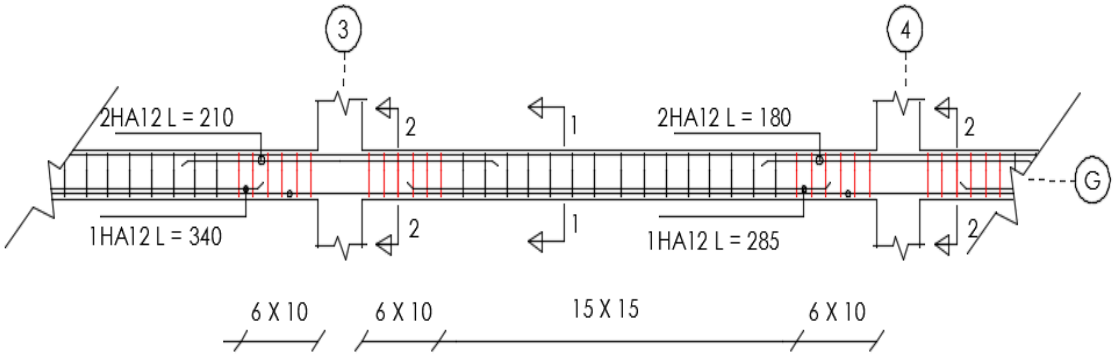


Figure V.9. Chainages (30 x 25).

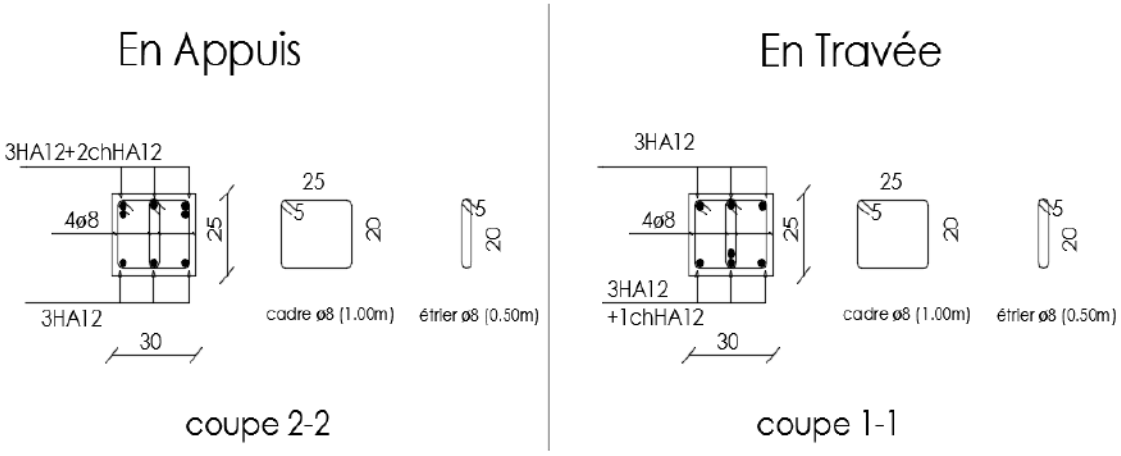


Figure V.10. Disposition des armatures des chainages (30 x 25).

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stable ou bien un pourcentage des charges horizontales selon le comportement (R) des structures contreventées par voiles.

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la compression simple ou à la flexion déviée composée selon le comportement de chacune des sollicitations

V.3.2.Détermination des armatures longitudinales:

V.3.2.1.Recommendation des règlements:

- **Selon le CBA 93 :**

$A_l = \min \{4\ cm^2 ; 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 0.5\%\}$

Avec : 4 cm^2 : pour un mètre de longueur de parement ;

B : section de béton comprimé.

En plus la condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 Version 2003 :** **[Art 7.4.2.1] (1)**

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

$0.8\ \% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 4\%$ En Zone courante

$0.8\ \% \leq \frac{A_t}{b.h} \leq 6\%$ En Zone recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 φ en Zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en Zone III ;
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figue ci-dessous ; h_e : La hauteur d'étage ;
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher en h.

V.3.2.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage:

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

- 1ére cas : Influence de l'effort normale :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

- 2ème cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son. N_{corres}.

- 3ème cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{min} et son M_{corres}.

Les résultats de la correction des moments dans les poteaux à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Correction des moments dans les poteaux (45 x 45) à l'ELU.

section	Etage	Cas	combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Poteau (45 x 45)	**4éme étage**	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-1113.01	5.65	7.28
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	-1019.00	-29.92	33.04
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-596.40	10.67	-9.18
Poteau (50 x 50)	**1ère étage**	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-1891.06	-26.01	11.79
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	-1770.58	-43.09	35.22
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-1010.34	13.36	-6.63
Poteau (55 x 55)	**Sous-sol**	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-2375.63	3.04	2.31
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	-1786.28	13.96	-7.01
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	-1320.75	12.99	-4.14

Les résultats de la correction des moments dans les poteaux à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant pour la section du poteau (30x 30):

Tableau V.22. Correction des moments dans les poteaux (30x 30) à l'ELU.

section	Etage	Cas	combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Poteau (30 x 30)	**RDC**	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	754.64	-3.44	-0.81
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	372.40	5.72	-0.41
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELU	286.11	-1.10	0.26

V.3.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance:

Tableau V.23.Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24. Calcul des ferraillages des poteaux (45 x 45) et

poteaux (50 x 50) et poteaux (55 x 55) à l'ELU.

Section	Etage	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poteau (45 x 45)	4éme étage	2.25	1.35	7.20	8 HA 12 = 9.05
		2.25	1.35	7.20	
		2.25	1.35	7.20	
Poteau (50 x 50)	1ére étage	2.50	1.50	8.00	8 HA 12 = 9.05
		2.50	1.50	8.00	
		2.50	1.50	8.00	
Poteau (55 x 55)	Sous-sol	2.75	1.65	8.80	8 HA 12 = 9.05
		2.75	1.65	8.80	
		2.75	1.65	8.80	

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25. Calcul des ferraillages des poteaux (30 x 30)

Section	Etage	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Poteau (55 x 55)	RDC	1.50	0.90	4.80	6 HA 12 = 6.79
		1.50	0.90	4.80	
		1.50	0.90	4.80	

V.3.2.4.Vérification selon le RPA et CBA:

$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$

$A_{min\ RPA}$ = 0.009.b.h …….Zone III **[Art.7.4.2.1] (1)**

Tableau V.26. Ferraillages longitudinaux des poteaux.

	A_{choisi} ($cm^{2)}$	$A_{min\ CBA}$ ($cm^{2)}$	$A_{min\ RPA}$ ($cm^{2)}$	A_{final} ($cm^{2)}$
Poteau (45 x 45)	9.05	2.025	18.225	10 HA16 = 20.11
Poteau (50 x 50)	9.05	2.50	22.50	12 HA16 = 24.13
Poteau (55 x 55)	9.05	3.025	27.225	14 HA16 = 28.15
Poteau (30 x 30)	6.79	0.90	8.10	8 HA12 = 9.05

Commentaire :

On choisit le diamètre des armatures de tous les poteaux (HA 16) pour faciliter la réalisation et la rapidité du projet.

V.3.2.5.Vérification des contraintes à l'ELS:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser} – N_{ser}) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

Tableau V.27. Calcul de $\overline{\sigma_b}$ et $\overline{\sigma_b}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\overline{\sigma_s}$	Min $\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
	$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\overline{\sigma_b}$	0.6 f_{c28}	0.6 f_{c28}
	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa

- La fissuration peu nuisible pour les poteaux intermédiaires ;
- La fissuration préjudiciable pour les poteaux de rives et poteau d'angle.

Tableau V.28. Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_{final} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Poteau (45 x45)	35.91	-813.34	20.11	6.6	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (50 x50)	-31.35	-1379.51	24.13	7.2	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (55 x55)	-41.40	-1735.90	28.15	7.2	/	15	/	vérifiée	/
Poteau (30 x30)	7.95	-581.53	9.05	9.1	118.7	15	201.63	vérifiée	/

V.3.3.Détermination des armatures transversales:

V.3.3.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u:

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant pour l'état limite ultime ;

b : Largeur de la section du poteau ;

d : hauteur utile de la section du poteau ;

τ_{bu} : contrainte de cisaillement ;

$\tau_{u\ adm}$: contrainte limite de cisaillement du béton.

V.3.3.2.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La valeur de la contrainte $\tau_{u\ adm}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

Tableau V.29. Calcul de $\tau_{u\ adm}$.

	Poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	Min $\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa$\}$	Min $\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa$\}$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

- Selon le RPA99 Version 2003 : **[Art.7.4.3.2] (1)**

$\overline{\tau_u} = \rho_d \text{ x } f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ ……Si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ ……Si l'élancement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{I} \ ; \ i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : λ : l'élancement du poteau ;

i : rayon de giration ;

I: moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée ;

B : section du poteau ;

L_f : longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.30. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (KN)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
45 x 45	G+Q+E_{dy}	109.94	0.57	6.41	0.075	1.88	4.34	vérifiée
50 x 50	G+Q+E_{dy}	145.82	0.61	5.75	0.075	1.88	4.34	vérifiée
55 x 55	G+Q-E_{dy}	148.81	0.51	8.24	0.075	1.88	4.34	vérifiée
30 x 30	G+Q-E_{dy}	58.35	0.71	24.73	0.075	1.88	3.23	vérifiée

V.3.3.3.Calcul les armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer les contraintes tangentiel de cisaillement due aux efforts tranchants ;
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.

-Selon le CBA93 : [**Art.A.5.1.2.3] (2)**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs φ_t est donnée par la relation suivante :

$$\varphi_t \leq \min(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l)$$

Avec : φ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales ;

$A_t = n_t \times a_t$ avec n_t est le nombre des barres transversales.

Laue espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t : section d'armatures transversales ;

b : largeur de la section droite ;

h : hauteur de la section droite ;

S_t : espacement des armatures transversales.

On a : $\varphi_{l\min} = 16$ mm

$\varphi_t \leq \min(\frac{45}{35} = 1.28cm; \frac{45}{10} = 4.5cm; \varphi_l = 1.6cm)$, on choisi $\varphi_t = 8mm$

-Selon le RPA99 Version 2003 : **[Art.7.4.2.2] (1)**

On a : $S_t = \frac{h \times A_t \times f_e}{\rho \times V_u}$

Avec : $A_t = n_t \times a_t$ avec n_t est le nombre des barres transversales.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Le RPA93 Version 2003 fixe les espacements maximum en zone III comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10$ cm ;
- Dans la zone courante : $S_t \leq$ Min ($b_1/2$; $h_1/2$; $10\varphi_l$)

Avec : φ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $\frac{A_t}{S_t \times b_1}.0.3\%$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\frac{A_t}{S_t \times b_1}.0.8\%$ si $\lambda_g \leq 3$
- $0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$ si $3 < \lambda_g < 5$

Tableau V.31. Les armatures transversales et leurs espacements.

section	V_u (KN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ choisi}$ (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
45 x 45	109.94	2.01	4.76	3.75	Courante	15	4 HA8 = 2.01
					Nodale	10	
50 x 50	145.82	2.01	4.28	3.75	Courante	15	4 HA8 = 2.01
					Nodale	10	
55 x 55	148.81	2.01	3.89	3.75	Courante	15	4 HA8 = 2.01
					Nodale	10	
30 x 30	58.35	2.01	7.14	2.5	Courante	15	4 HA8 = 2.01
					Nodale	10	

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :** [**Art.7.4.2.2] (1)**

Tableau V.32. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \leq 0.8\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
45 x 45	Courante	0.30	3.75	-	Non vérifiée
	Nodale	0.45		-	Vérifiée
50 x 50	Courante	0.40	3.75	-	Vérifiée
	Nodale	0.27		-	Non vérifiée
55 x 55	Courante	0.24	3.75	-	Non vérifiée
	Nodale	0.36		-	Vérifiée
30 x 30	Courante	0.45	2.5	Vérifiée	-
	Nodale	0.67		vérifiée	-

Lorsque la condition n'est pas vérifié, on choisit : 4 HA 10 = 3.14 cm^2.

Tableau V.33. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \leq 0.8\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
45 x 45	Courante	0.46	3.75	-	Vérifiée
	Nodale	0.69		-	Vérifiée
50 x 50	Courante	0.42	3.75	-	Vérifiée
	Nodale	0.63		-	Vérifiée
55 x 55	Courante	0.38	3.75	-	Vérifiée
	Nodale	0.57		-	Vérifiée

- **Schémas des armatures des poteaux :**

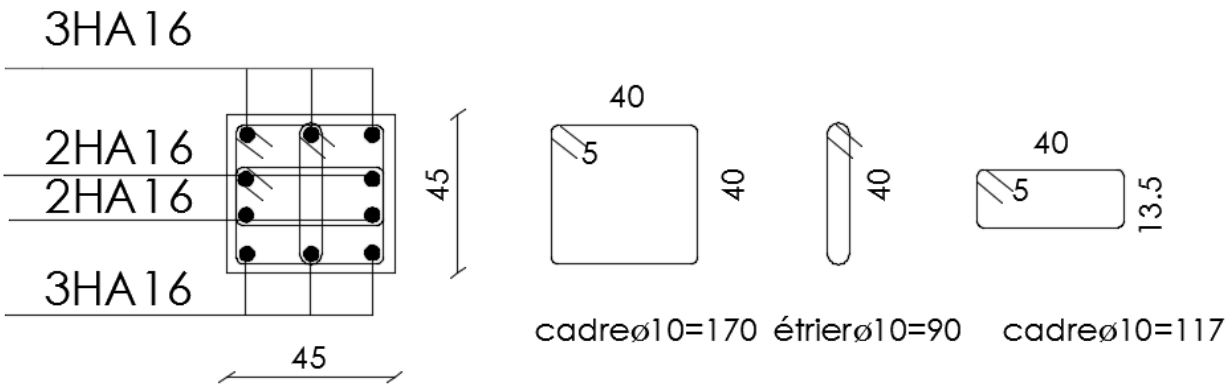


Figure V.11. Ferraillage des poteaux (45 x 45).

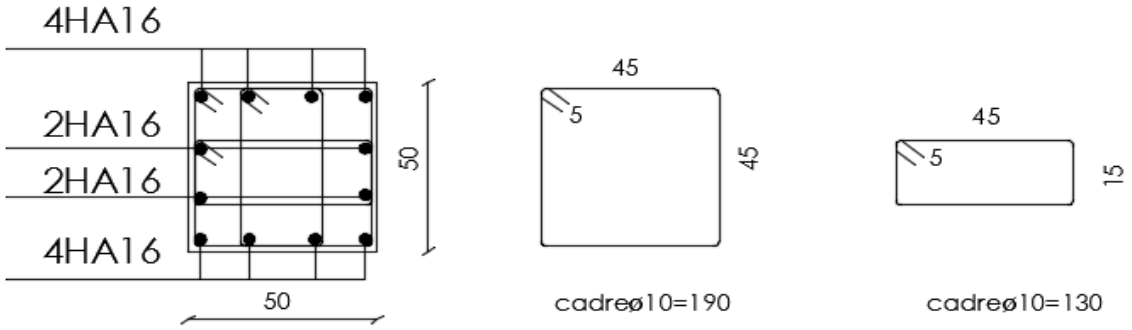


Figure V.12. Ferraillage des poteaux (50 x 50).

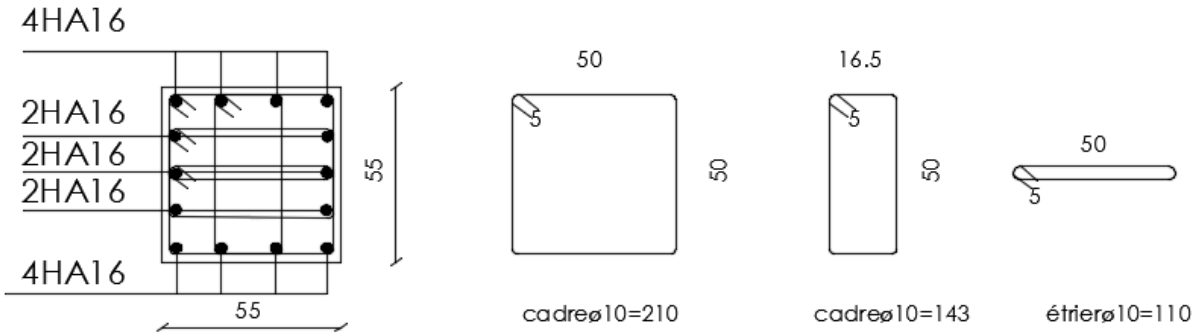


Figure V.13. Ferraillage des poteaux (55 x 55).

V.4. Ferraillage des voiles :

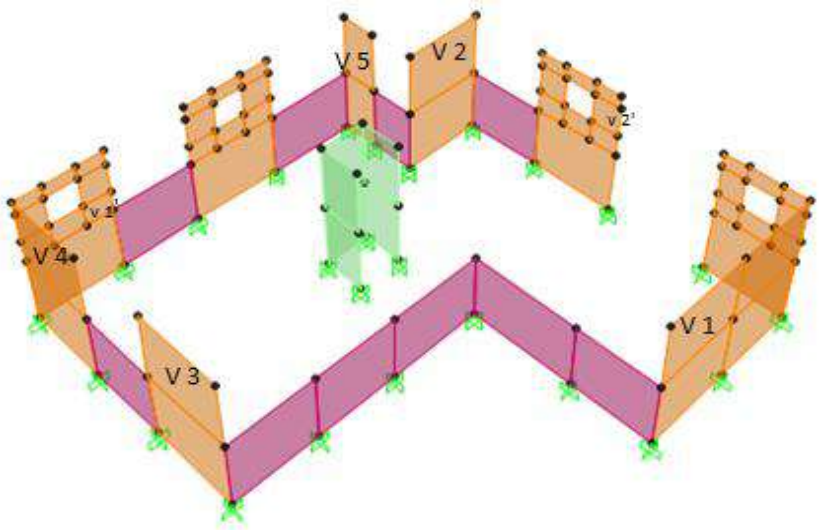


Figure V.14. Disposition des voiles.

V.4.1.Les voiles pleines:

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

Le ferraillage des voiles sera fait en la méthode des contraintes, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

-des armatures verticales ;

-des armatures horizontales ;

-des armatures transversales.

V.4.1.1.Les armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400.

Les aciers verticaux sont deux nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

- **CBA :**

$$0.1\ \% \leq \frac{2A_y}{a.b} \leq 0.5\ \%$$

Avec : a : l'épaisseur du voile ;

b : la largeur de la zone tendue.

- **RPA 99 Version 2003 :** **[Art.7.7.4.3] (1)**

$A_v = 0.2\ \% B_t$ avec : B_t est la section horizontale tendue du voile. [**Art.7.7.4.1] (1)**

$A_v = 0.15\%.B$ avec B est la section globale du voile. [**Art.7.7.4.3] (1)**

$A_v = 0.10\ \%.B$ en zone courante.

- **Espacement des armatures verticales :**

D'après le RPA 99 Version 2003, on a l'espacement admissible:

$S_v \leq$ Min [1.5 a ; 30 cm]

Tableau V.34. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400	$F_{c28} = 25$ MPa	FeE400
$\sigma_b = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance et les armatures verticales sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$$

$A_{min\ RPA} = 0.20\%.b.e$

Tableau V.35. Les armatures verticales dans les voiles pleines (sens longitudinales).

Sens		Niveau	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	L_c (m)	Cas
X	1	3.06	3.45	-849.77	-1919.96	$0.8G-E_{dx}$	-3.73	2.03	2.59	0.86	S.P.T
		12.24	3.50	-160.32	-1216.77	$0.8G-E_{dx}$	-1.98	1.66	2.18	1.32	S.P.T
		21.42	3.55	138.50	-610.78	$0.8G-E_{dx}$	-0.77	1.05	1.70	1.85	S.P.C
	2	3.06	3.25	173.82	-1619.14	$0.8G-E_{dx}$	-3.40	5.31	1.48	1.77	S.P.C
		12.24	3.30	432.81	-1157.92	$0.8G-E_{dx}$	-2.60	2.23	1.45	0.85	S.P.T
		21.42	3.35	318.94	-580.55	$0.8G-E_{dx}$	-1.05	2.96	1.24	2.11	S.P.C
Y	3	3.06	3.30	1005.52	3052.46	$0.8G-E_{dy}$	-3.86	5.95	1.52	1.78	S.P.C
		12.24	3.35	716..54	1144.84	$0.8G-E_{dy}$	-2.01	3.59	1.15	2.20	S.P.C
		21.42	3.40	372.26	419.47	$0.8G-E_{dy}$	-0.73	1.03	0.83	2.57	S.P.C
	4	3.06	3.15	229.61	2471.40	$0.8G-E_{dy}$	-4.58	4.08	1.74	1.41	S.P.T
		12.24	3.20	402.73	1159.56	$0.8G-E_{dy}$	-3.45	4.95	1.45	1.75	S.P.C
		21.42	3.25	313.85	449.63	$0.8G-E_{dy}$	-1.75	2.59	1.05	2.20	S.P.C
	5	3.06	1.37	305.94	728.81	$0.8G-E_{dy}$	-7.08	5.86	0.73	0.64	S.P.T
		12.24	1.40	69.94	347.81	$0.8G-E_{dy}$	-4.25	3.25	0.78	0.62	S.P.T
		21.42	1.42	31.17	213.16	$0.8G-E_{dy}$	-2.46	3.98	0.80	0.62	S.P.T

Tableau V.36. Les armatures verticales et l'espacement dans les voiles pleines.

Sens		Niveau	L (m)	Av(cm²)	Amin(CBA)	Amin(RPA)	A_{choisi} (cm²)	Espacement (cm)
X	1	3.06	3.45	30.19	8.62	12.95	2x (17HA12)=38.43	15
		12.24	3.50	13.50	8.75	10.90	2x (15HA8)=15.07	15
		21.42	3.55	4.13	8.87	8.50	2x (12HA8)=12.06	15
	2	3.06	3.25	13.88	4.06	8.85	2x (11HA10)=17.27	15
		12.24	3.30	6.66	8.25	7.25	2x (10HA8)=10.05	15
		21.42	3.35	2.44	8.37	6.19	2x (9HA8)=9.04	15
Y	3	3.06	3.15	18.30	8.25	7.60	2x (9HA12)=20.35	15
		12.24	3.35	3.99	8.37	5.76	2x (8HA8)=8.04	15
		21.42	3.40	0.76	8.50	4.14	2x (6HA8)=6.03	15
	4	3.06	3.15	22.26	7.87	8.70	2x (11HA12)=24.87	15
		12.24	3.20	7.26	8.00	7.25	2x (10HA8)=10.05	15
		21.42	3.25	1.48	8.12	5.27	2x (7HA8)=7.03	15
	5	3.06	1.37	12.86	3.42	3.65	2x (6HA12)=13.56	10
		12.24	1.40	7.87	3.50	3.90	2x (8HA8)=8.04	10
		21.42	1.42	4.79	3.55	4.00	2x (5HA8)=5.03	15

- **Vérifications à l'ELS :**

Tableau V.37. Calcul de $\sigma_{s\ adm}$ et $\sigma_{b\ adm}$.

Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est très préjudiciable
$\overline{\sigma_s}$	Min $\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$	Min $\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$
	$\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 164.97 MPa
Situation	Situation durable	Situation accidentelle
$\overline{\sigma_b}$	0.6 f_{c28}	0.6 f_{c28}
	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa	$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.38. Vérification des armatures à l'ELS des voiles.

voile		L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
X	1	3.45	1467.41	180.42	38.43	1.90	15	vérifiée	28.40	201.63	vérifiée
	2	3.25	1497.47	-20.99	17.27	1.80	15	vérifiée	27.50	201.63	vérifiée
Y	3	3.30	1605.84	7.77	20.35	1.90	15	vérifiée	28.40	201.63	vérifiée
	4	3.15	1496.81	-110.12	24.87	2.00	15	vérifiée	30.70	201.63	vérifiée
	5	1.37	830.52	34.12	13.57	2.60	15	vérifiée	39.40	201.63	vérifiée

V.4.1.2.Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refond, leur rôle principale est le reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

Tableau V.39. Calcul des armatures horizontales.

Sens		Niveau	L (m)	S_t (cm)	$A_{h\ calculé}$ (cm²)	$A_{h\ choisi}$ (cm²)
X	1	3.06	3.45	10	35.05	2x (26HA10)=40.84
		12.24	3.50	15	16.13	2x (17HA8)=17.09
		21.42	3.55	15	16.79	2x (17HA8)=17.09
	2	3.06	3.25	10	21.14	2x (26HA8)=26.14
		12.24	3.30	15	15.24	2x (17HA8)=17.09
		21.42	3.35	15	16.28	2x (17HA8)=17.09
Y	3	3.06	3.30	15	29.45	2x (17HA12)=38.45
		12.24	3.35	15	15.61	2x (17HA8)=17.09
		21.42	3.40	15	16.46	2x (17HA8)=17.09
	4	3.06	3.15	15	30.01	2x (17HA12)=38.45
		12.24	3.20	15	14.78	2x (17HA8)=17.09
		21.42	3.25	15	14.51	2x (17HA8)=17.09
	5	3.06	1.37	15	16.96	2x (17HA8)=17.09
		12.24	1.40	15	9.62	2x (17HA8)=17.09
		21.42	1.42	15	5.95	2x (17HA8)=17.09

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$

Avec : V : l'effort tranchant à la base du voile ;

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile (d = 0.9 x h) ;

h : hauteur total de la section brute.

La contrainte limite est : $\tau_{u\ adm} = 0.2 f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$

Tableau V.40. Vérification des contraintes des cisaillements.

Sens	Voile	L (m)	e (m)	H (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
X	1	3.45	25	2.71	766.72	1.38	5	vérifiée
	2	3.25	25	2.71	583.66	1.11	5	vérifiée
Y	3	3.30	25	2.56	650.83	1.23	5	vérifiée
	4	3.15	25	2.56	599.67	1.18	5	vérifiée
	5	1.38	25	2.56	312.92	1.41	5	vérifiée

V.4.1.3.Armatures transversales:

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

Tableau V.41. Les armatures transversales.

Sens		Armatures longitudinales φ_v	Epingles φ_t
X	1	HA8 à HA10	HA8
	2	HA8	HA8
Y	3	HA8 à HA12	HA8
	4	HA8 à HA12	HA8
	5	HA8	HA8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

- **Schémas des voiles pleins :**

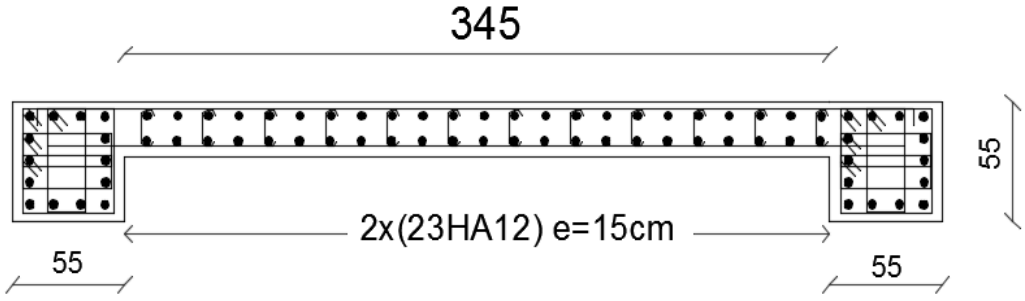


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (25 x 345).

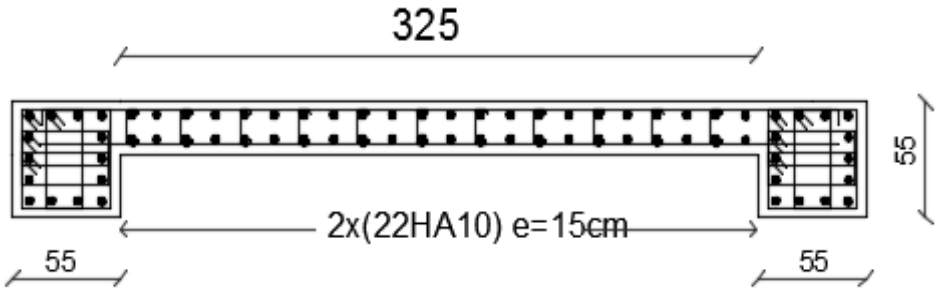


Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles V_2 (25 x 325)

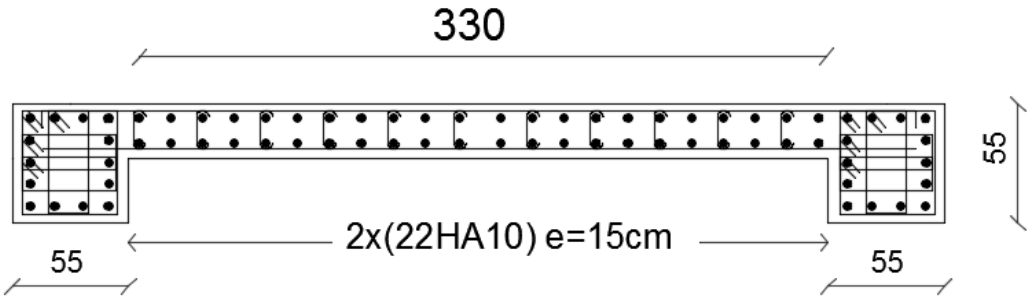


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (25 x 330).

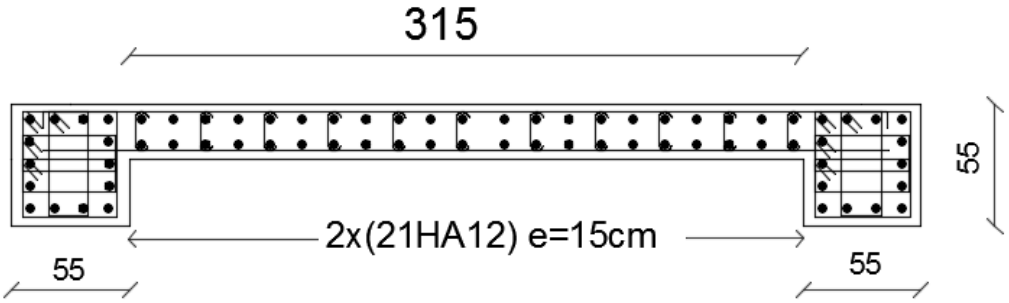


Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (25 x 315).

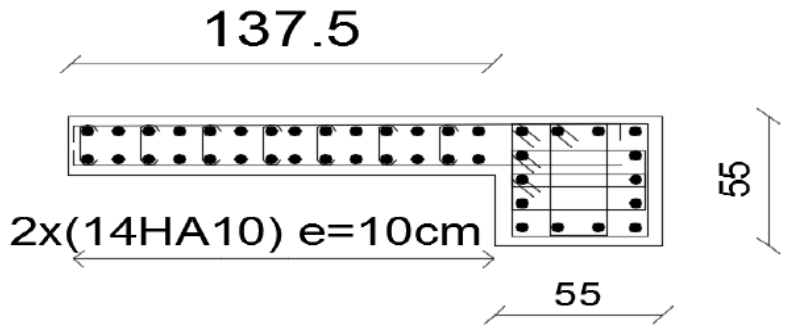


Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (25 x 137.5).

V.4.2.Les voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1.Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refonds pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales

V.4.2.1.1. Les armatures verticales:

On doit vérifier que $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9\ d\ ;\ 40\ cm] \\ S_t \leq \text{Min } [1.5\ a\ ;\ 30\ cm] \end{cases}$

$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$; $A_{min\ RPA} = 0.15\%.b.e$

Tableau V.42. Calcul les armatures verticales des trumeaux.

Voile		Niveau	S (cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	Combinaison	A_V(cm^2)	A_{min}(CBA)	A_{min}(RPA)
X	1’	3.06	25x87.5	-466.77	-351.63	0.8 G –E_{dx}	18.04	2.19	3.28
		12.24	25x90	-202.43	-302.25	0.8 G –E_{dx}	12.55	2.25	3.37
		21.42	25x92.5	231.61	223.51	0.8 G + E_{dx}	4.68	2.31	3.47
Y	2’	3.06	25x95.5	-58.18	232.76	0.8 G –E_{dy}	7.84	3.38	3.58
		12.24	25x98	224.90	305.48	0.8 G –E_{dy}	6.71	2.45	3.67
		21.42	25x100	87.61	143.27	0.8 G –E_{dy}	3.34	2.50	3.75

Tableau V.43. Les armatures verticales et l’espacement dans les trumeaux.

Sens	Voile	Niveau	A_{choisi} (cm^2)	Espacement (cm)
X	1’	3.06	2x (6 HA 14) = 18.46	10
		12.24	2x (6 HA 12) = 13.56	10
		21.42	2x (4 HA 10) = 6.28	10
Y	2’	3.06	2x (5 HA 10) = 7.85	10
		12.24	2x (3 HA 12) = 6.78	15
		21.42	2x (3 HA 10) = 4.71	10

- **Vérifications à l’ELS :**

Tableau V.44. Vérification des armatures à l’ELS des voiles.

voile		Niveau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
X	1’	3.06	577.27	6.53	18.46	2.50	15	vérifiée	37.30	201.63	vérifiée
		12.24	429.39	37.74	13.56	2.70	15	vérifiée	39.00	201.63	vérifiée
		21.42	153.25	57.55	6.28	2.10	15	vérifiée	30.20	201.63	vérifiée
Y	2’	3.06	681.31	61.20	7.85	4.10	15	vérifiée	61.00	201.63	vérifiée
		12.24	711.52	24.51	6.78	3.30	15	vérifiée	49.70	201.63	vérifiée
		21.42	253.19	23.86	4.71	1.50	15	vérifiée	22.40	201.63	vérifiée
	3’	3.06	605.97	7.53	18.46	2.24	15	vérifiée	34.47	201.63	vérifiée
		12.24	436.25	1.57	11.31	1.54	15	vérifiée	36.53	201.63	vérifiée
		21.42	229.61	-8.23	5.03	0.95	15	vérifiée	34.43	201.63	vérifiée

V.4.2.1.2. Les armatures horizontales:

Tableau V.45. Calcul des armatures horizontales des trumeaux.

Sens	voile	niveau	S_t (cm)	$A_{h\ calculé}$ (cm^2)	$A_{h\ choisi}$ (cm^2)
X	1’	3.06	15	12.31	2x (18 HA 8) = 18.10
		12.24	15	9.04	2x (18 HA 8) = 18.10
		21.42	15	4.15	2x (18 HA 8) = 18.10
Y	2’	3.06	15	5.23	2x (18 HA 8) = 18.10
		12.24	15	4.52	2x (18 HA 8) = 18.10
		21.42	15	3.14	2x (18 HA 8) = 18.10

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

Tableau V.46 : Vérification des contraintes des cisaillements.

Sens	Voile	e (cm)	L (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
X	1'	25	115	200.01	1.08	5	vérifiée
Y	2'	25	123	-134.76	0.68	5	vérifiée

V.4.2.2. Les linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages « linteaux ».

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

V.4.2.2.1. Recommandations réglementaire :

- Selon le CBA 93 :

Même conditions que les poutres.

- Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement : $\tau_u = \dfrac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$ **[Art.7.7.2] (1)**

Avec : V : l'effort tranchant à la base du voile ;

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile (d = 0.9 x h) ;

h : hauteur total de la section brute.

La contrainte limite est : $\tau_{u\,adm} = 0.2 f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u\,adm}$

V.4.2.2.2. Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- Des aciers transversaux (A_t) :
- Des aciers en partie courante (acier de peau "A_c")

V.4.2.2.2.1. Premier cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ **[Art.7.7.3.1] (1)**

- **Les aciers longitudinaux :** **[Art.7.7.3.1.a] (1)**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l^{'} = A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$ et z = h – 2 c’

Avec : M : moment dû à l’effort tranchant (V = 1.4 $V_{u\ calculé}$)

h : la hauteur total du linteau ;

c’ : distance d’enrobage.

– **Les aciers transversaux:** [**Art.7.7.3.1.b] (1)**

a) Linteaux longs :

Les linteaux sont considérés comme des longes poutres dans le cas où $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$, dans ce cas, l’espacement S_t devra rester inférieur ou égale à $S_t \leq \frac{A_t . f_e . z}{1.4V}$

Avec : S_t : Espacement entre les armatures transversales ;

A_t : section d’armatures transversales ;

l : portée du linteau :

z : h – 2 c’.

b) Linteaux courts :

Les linteaux sont considérés comme des courtes poutres, dans le cas où $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$, dans ce cas, l’espacement S_t devra rester inférieur ou égale à $S_t \leq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$

Avec : V = Min (V_1 : V_2)

$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$; $V_2 = 2\ V_{u\ calculé}$

M_{cj} et M_{ci} sont des moments « résistants ultimes » des sections d’about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l . f_e . z$ et z : h – 2 c’

V.4.2.2.2.2. Premier cas: $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ [**Art.7.7.3.2] (1)**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum règlementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin\alpha}$ avec $\tan\alpha = \frac{h - 2c'}{l}$; V = $V_{u\ calculé}$ (sans majoration).

✓ **Ferraillage minimal :** **[Art.7.7.3.3] (1)**

-Armatures longitudinales :

$(A_l^{'}; A_l) \geq 0.0015.b.h$ (0.15%)

-Armatures transversales :

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$, $A_t \geq 0.0015.b.s$ (0.15%)

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$, $A_t \geq 0.0025.b.s$ (0.25%)

-Armatures de peau :

$A_c \geq 0.002.b.h$ (0.20%)

A_c (2 nappes) doivent être ou total d'un minimum égale à 0.20 %.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.47 : Calcul des armatures des linteaux.

Sens		Niveau	L (cm)	e (cm)	H (cm)	M (KN.m)	T (KN)	τ_b (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau_u \leq 0.06 f_{c28}$
X	1'	3.06	140	25	30	2.10	343.42	3.24	1.5	Traction/compression
		12.24	140	25	30	3.19	370.16	2.68	1.5	Traction/compression
		21.42	140	25	30	2.74	108.69	0.79	1.5	Flexion simple
Y	2'	3.06	140	25	45	203.31	403.91	3.81	1.5	Traction/compression
		12.24	140	25	45	203.42	387.89	2.81	1.5	Traction/compression
		21.42	140	25	45	42.45	170.46	1.23	1.5	Flexion simple

✓ **Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :**

- A_D : armature diagonale ;
- A_l : armature longitudinales ;
- A_t : armature transversale ;
- A_c : armature de peau.

Tableau V.48. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

		$A_{calculé}$ (cm^2)			
Sens		A_D (cm^2)	$A_{l\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{c\ min}$ (cm^2)
X	1'	10.07	1.16	0.62	1.55
		8.84	1.91	0.62	2.55
		-	0.21	0.62	-
Y	2'	11.84	0.97	0.62	1.30
		9.26	1.72	0.93	2.30
		-	3.62	0.62	-

Tableau V.49. Choix des armatures longitudinales et transversales des linteaux.

Sens		S_t (cm)	A_{choisi} (cm^2)			
			A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	A_c (cm^2)
X	1’	10	12HA12=13.57	4HA8=2.01	14HA8=7.04	2HA10=1.57
		10	8HA12=9.05	4HA8=2.01	14HA8=7.04	4HA10=3.14
		10	-	8HA8=4.02	14HA8=7.04	-
Y	2’	10	12HA12=13.57	4HA8=2.01	14HA8=7.04	2HA10=1.57
		15	12HA10=9.42	4HA8=2.01	10HA8=5.03	4HA10=3.14
		10	-	8HA8=4.02	14HA8=7.04	-

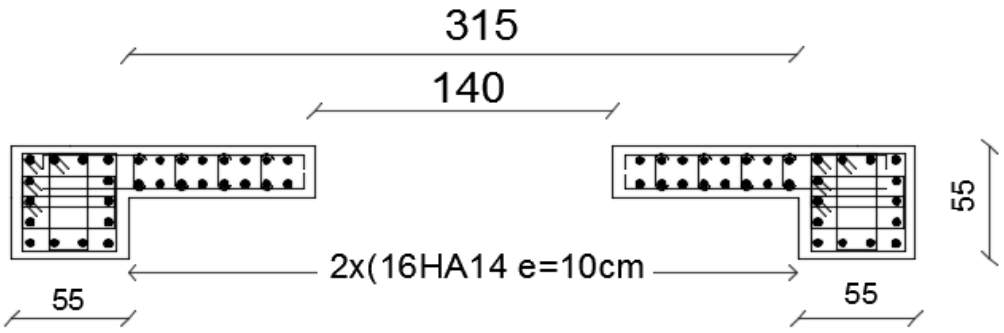


Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V'_1 (25 x 315).

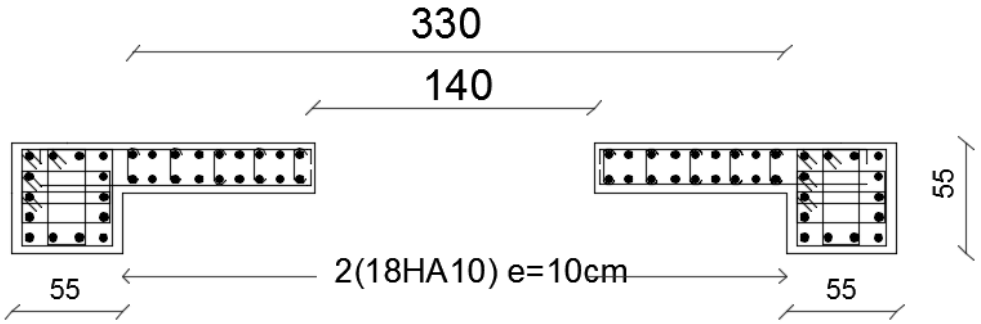


Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V'_2 (25 x 330).

V.5. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l’infrastructure.

VI.1.Etude du sol

VI.1.1.Introduction:

Le sol constitue un support à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le concepteur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2.situation du projet:

Le projet est un bâtiment d'habitation en (Sous-sol + RDC + 8 étages)

VI.1.3.Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

Réalisation des essais in situ :

- Réalisation des essais de pénétration dynamique ;
- Réalisation d'un sondage jusqu'à une profondeur de 2 mètres.

Une compagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4. Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- Une roche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse ;
- Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

- **Conclusion :**

La synthèse des données obtenue lors des différentes phases de l'étude de sol permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol est non agressif vis-à-vis des bétons d'infrastructure ;
- La profondeur d'ancrage est de **2 m** par rapport au terrain naturel à partir du sous-sol;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\sigma_{sol} = 2$ bars ;
- La masse volumique humide : $\gamma_{sol} = 18$ KN/m^3

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Introduction:

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fondations suivantes :

- Réalisation l'encastrement de la structure ;

- Assurance de la liaison avec le sol et répartir les efforts ;
- Assurance de rôle d'appuis ;
- Limitation les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations:

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix de type de fondation dépond de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité jusqu' au bon sol ;
- La capacité portante de sol de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- L'importance des charges ;
- Rapprochement des poteaux et des voiles ;
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI.2.3.Type de fondation:

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, semelle filante croisée et radier) ;
- fondations semi-profonds (les puits).
- fondations profonds (les pieux).

D'après les caractéristique du sol (une contrainte moyenne admissible = 2bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous les voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification : (vérification du chevauchement entre les semelles). Chevauchement entre semelle isolées : $L \geq \frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$

- **L'enrobage "e" :**

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

- **La largeur "B" de la semelle :**

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique

$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$ avec σ_{sol} = 0.2 MPa (donnée par le rapport du sol). $\sigma_{semelle} = \frac{\Sigma N_{ser}}{S}$

- **Hauteur "H" de la semelle :**

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile "d" doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$d \geq \frac{B-b}{4}$; h = d + c = d + e + φ/2

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculé la longueur élastique des semelles comme suite :

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$

Avec : I : inertie de la semelle ;

E : module d'élasticité du béton ;

B : largeur de la semelle ;

K : coefficient de raideur du sol.

Si L ≤ $\frac{\pi}{2}$ x L_e Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si L > $\frac{\pi}{2}$ x L_e Répartition identique à celle d'une poutre sur appuis élastique.

VI.2.3.1.Semelle isolée:

***Semelle isolée sous poteau :**

- **Répartition trapézoïdales :** $\sigma_b = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B}(1 - \frac{6e_{0b}}{B}) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{6e_{0b}}{B})$$

$$N = N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblai} + P_{A.poteau}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B})$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \le \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{N}{A \times B}(1+\frac{3 \times e_{0b}}{B}) \le \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \frac{a}{b}B \Rightarrow \frac{N}{(\frac{a}{b}) \times B^2}(1+\frac{3 \times e_{0b}}{B}) \le \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut résoudre : $\left[(\frac{a}{b})\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \ge 0$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \ge \frac{B-b}{4}$

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 : $e \ge 6\varphi + 6$

Données :

$\overline{\sigma_{sol}} = 2bars = 0.2MPa$; $a = b = 55cm$; $c = 3cm$

Tableau.VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	$M_{x\ ser}$ (KN.m)	$M_{y\ ser}$ (KN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)
S_1	1284.26	0.66	1.78	2.80	2.80	60
S_2	655.63	3.49	3.96	2.00	2.00	40
S_3	1735.90	2.20	1.72	3.30	3.30	75

- **Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :**

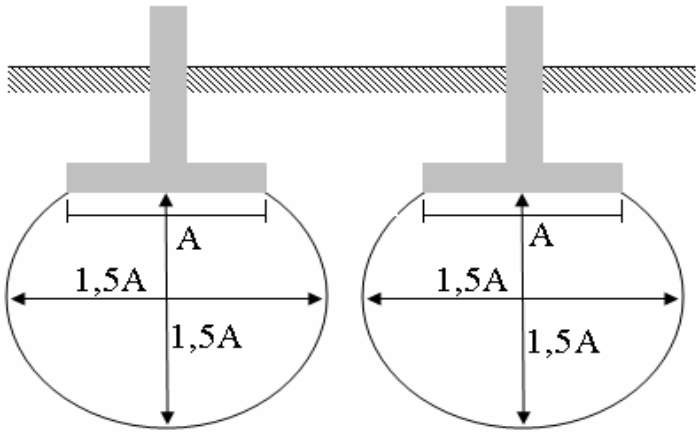


Figure VI.1.Les bulbes de pression sous la semelle.

Le schéma Figure suivant présenté les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

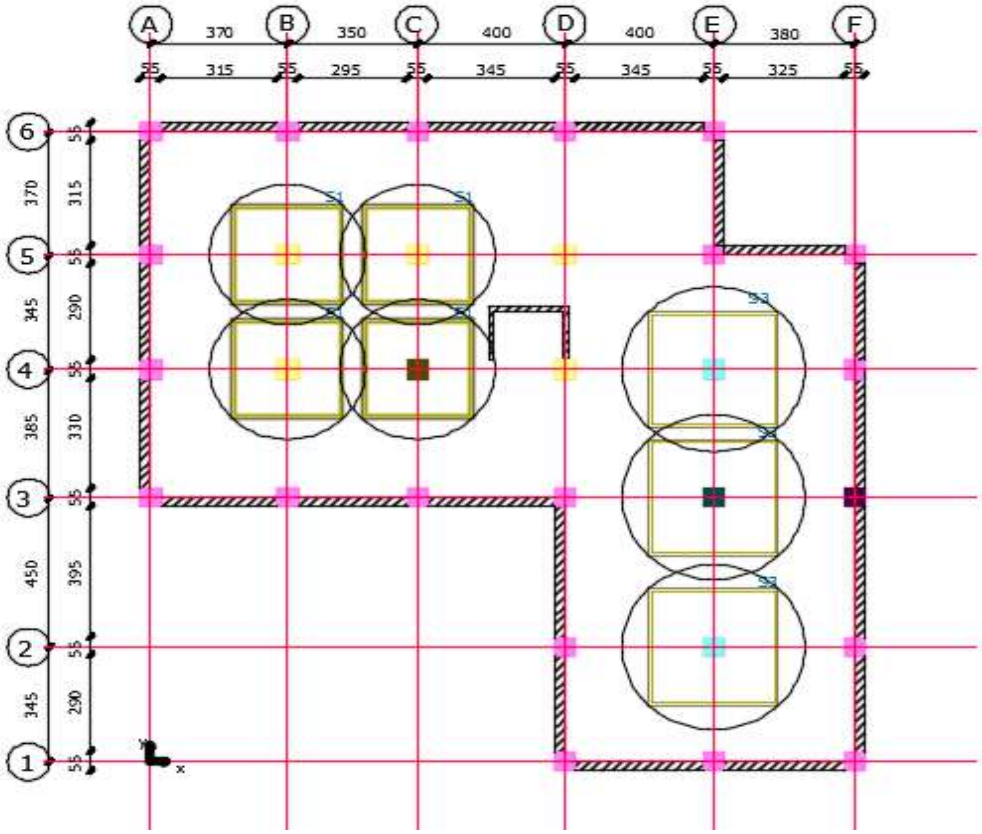


Figure VI.2.Chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

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.2.3.2.Semelle filante (continue) :

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante sous des voiles;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.

- **Dimensionnement 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 ≥ 3cm);

- Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{\Sigma N_{ser}}{s} \quad \Rightarrow \quad \Rightarrow \quad \text{S=B x L} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \Sigma l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée ;

d_D: débord droite de la semelle isolée.

Tableau.VI.2.Dimensionnement des semelles filantes.

	Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$B_{calculé}$ (m)	B_{choisi} (m)	$H_{calculé}$ (cm)	H_{choisi} (cm)
X	S.F.1	9.80	3590.92	2.00	1.47	1.90	36.75	40.00
	S.F.3	13.20	4065.02		1.23	1.60	29.25	30.00
	S.F.5	5.80	1798.99		1.25	1.60	29.35	30.00
	S.F.6	17.20	6062.23		1.42	1.80	34.25	35.00
Y	S.F.A	13.00	4171.96		1.28	1.70	31.75	35.00
	S.F.B	6.25	1480.98		0.97	1.20	19.25	30.00
	S.F.C	6.25	1570.23		1.03	1.30	21.75	30.00
	S.F.D	6.25	1912.57		1.23	1.60	29.25	30.00
	S.F.D	9.95	2852.07		1.14	1.50	26.75	30.00
	S.F.E	5.70	1425.22		0.99	1.30	21.75	30.00
	S.F.E	11.65	2706.55		0.95	1.20	19.25	30.00
	S.F.F	17.25	6101.41		1.43	1.80	34.25	35.00

- **Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :**

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\Sigma N_{ser} + P_{semelle} + P_{Apoteaux} + P_{Avoile} + P_{remblai}}{B_{choisi} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Sigma N_{ser} = \Sigma N_{ser(poeaux)} + \Sigma N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{choisi} \times L$$

Tableau .VI.3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semelle		ΣN_{ser} (KN)	$P_{semelle}$	$P_{A.poteau}$	$P_{A.voile}$	$P_{remblai}$	σ (bars)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X	S.F.1	2884.78	186.20	29.49	54.44	435.71	1.93	2.00	vérifiée
	S.F.3	3248.48	158.40	42.35	83.56	532.22	1.92		vérifiée
	S.F.5	1445.92	69.60	21.18	28.44	233.86	1.94		vérifiée
	S.F.6	4878.28	270.90	21.05	109.69	752.33	1.96		vérifiée
Y	S.F.A	3321.83	193.38	40.84	78.89	537.03	1.89		vérifiée
	S.F.B	1214.55	56.25	21.18	/	189.00	1.97		vérifiée
	S.F.C	1283.37	60.94	21.18	/	204.75	1.93		vérifiée
	S.F.D	1539.02	75.00	21.18	25.38	252.00	1.91		vérifiée
	S.F.D	2272.32	111.94	31.76	59.94	376.11	1.91		vérifiée
	S.F.E	1134.18	55.58	21.18	27.56	186.73	1.92		vérifiée
	S.F.E	2217.64	104.85	31.76	/	352.30	1.94		vérifiée
	S.F.F	4947.38	271.69	51.05	76.78	754.52	1.97		vérifiée

D'après les résultats de tableau VI.3 on va généraliser la dimension des semelles filante sous les voiles périphérique, tel qu'on va choisi la dimension de la semelle "S.F.1 (190 x 40)"

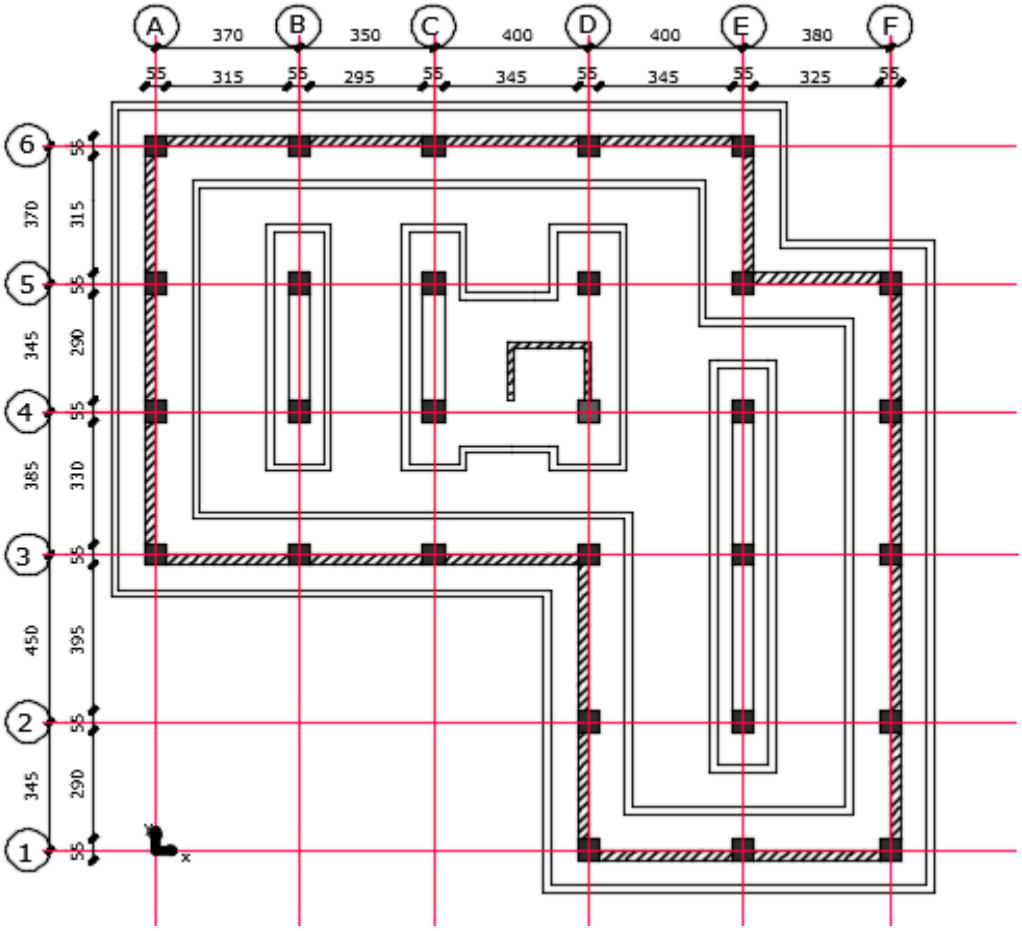


Figure VI.3.Position des semelles filante.

- **Vérification de la stabilité au renversement :** **Art [10.1.5] (1)**

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 éléments 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)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S.F.F	1571.10	2.71	0.17	1.90	47.5	Vérifiée
S.F.D	526.95	0.05	0.009	1.60	40.00	
S.F.B	180.09	1.83	1.02	1.30	32.50	
S.F.C	1284.26	1.78	0.13	1.30	32.50	
S.F.E	1735.90	1.72	0.09	1.30	32.50	

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

- **Vérification du chevauchement entre les semelles filantes :**

Tableau. VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L (m)	B (m)	B' (m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L \geq \frac{B+B'}{2}$
X	S.F.F - S.F.E	3.70	1.90	1.30	1.60	vérifiée
	S.F.E - S.F.D	4.00	1.30	1.60	1.45	vérifiée
	S.F.D - S.F.C	4.00	1.60	1.30	1.45	vérifiée
	S.F.C - S.F.B	3.50	1.30	1.30	1.30	vérifiée
	S.F.B - S.F.A	3.70	1.30	1.90	1.60	vérifiée
Y	S.F.B - S.F.6	3.70	2.80	1.90	2.35	vérifiée
	S.F.C - S.F.6	3.70	2.80	1.90	2.35	vérifiée
	S.F.D - S.F.6	3.70	2.80	1.90	2.35	vérifiée
	S.F.E - S.F.5	3.45	3.30	1.90	2.60	vérifiée

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.2.3.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (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 élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.l_{max}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : Coefficient de réduire du sol tel que :

- K=0,5[Kg/cm^3] → pour un très mauvais sol ;
- K=4 [Kg/cm^3] → pour un sol de densité moyenne ;
- K=12[Kg/cm^3] → pour un très bon sol ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^3}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau .VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage.

outre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ choisi}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
P.L.E	55	4.50	63.41	80	5.36	vérifiée
P.L.C	55	3.45	44.50	70	4.85	vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : P.L.E = 55x80 cm² et P.L.C = 55x70 cm²

VI.2.3.4.Calcul le ferraillage :

a) Sous voiles :

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.

$$A_b = N_u \times (1 + \frac{3 \times e_0}{B}) \times \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{choisi}}{4}$$

Tableau .VI.7.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
S.F.F	686.28	1.12	0.16	31.66	Diagramme trapézoïdale	Méthode de bielle
S.F.D	543.63	0.05	0.009	26.66		

Tableau.VI.8.Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm²)	$A_{b.choisi}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm²)	$A_{a.rép}$ (cm²)	S_t (cm)
S.F.F	686.28	1.12	1.90	8.80	5HA16= 10.50	20	4.98	12HA12=13.57	15
S.F.D	543.63	0.05	1.60	9.61	5HA16= 10.50	20	4.20	8HA12=9.05	20

- **Schémas des armatures des semelles filantes sous voile périphérique axe F files 2 et 3.**

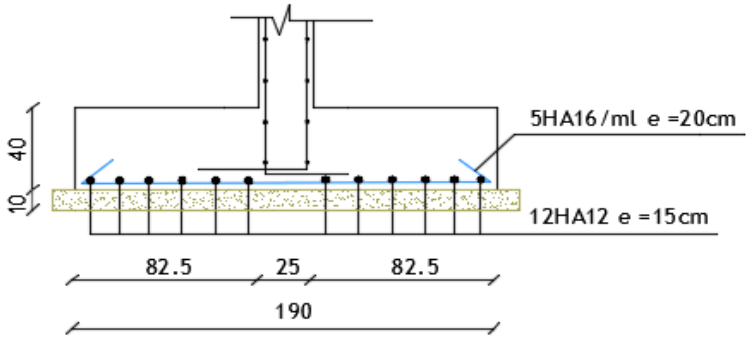


Figure VI.4.Ferraillage des semelles filantes (S.F.F).

- **Schémas des armatures des semelles filantes sous voile intermédiaire axe D files 4 et 5.**

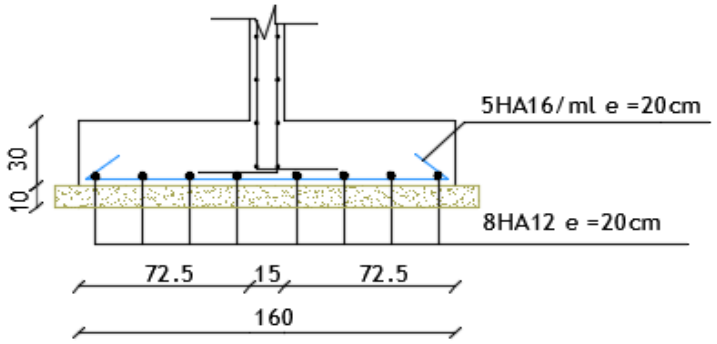


Figure VI.5.Ferraillage des semelles filantes (S.F.D).

b) Sous plusieurs poteaux:

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **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 à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau.VI.9.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
S.E.C	1756.28	2.42	0.13	21.66	Diagramme trapézoïdal	Méthode de bielle
S.E.E	2375.63	2.32	0.09	21.66		

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armature principales**

Tableau. VI.10.Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	A (cm)	B (cm)	$A_{b.calculée}$ (cm²)	$A_{b.choisi}$ (cm²)	$A_{b.choisi}/ml$ (cm²)	S_t (cm)
S.E.C	1756.28	2.42	242	130	15.57	16HA12=18.10	7HA12=7.92	15
S.E.E	2375.63	2.32	417	130	22.00	21HA12=23.75	5HA12=5.65	20

- **Armature de repartitions**

Tableau. VI.11.Ferraillages des armatures de répartition de la semelle.

semelle	B (cm)	$A_{b.choisi}/ml$ (cm^2)	$A_{rép.calculé}$ (cm^2)	$A_{rép.choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.E.C	130	7HA12=7.92	2.57	6HA12=6.79	15
S.E.E	130	5HA12=5.65	1.83	6HA12=6.79	15

- **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:

$$q_u = \sigma_u \times B_{choisi} \quad ; \quad q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{choisi}$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma N_u + 1.35(P_{semelle} + P_{Apoteaux} + P_{Avoile} + P_{remblai} + P_{p.libage})}{B_{choisi} \times L} \leq 2\overline{\sigma_{sol}}$$

Tableau.VI.12.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	L (m)	ΣN_u (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{A.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S.E.C	3.45	2566.73	82.27	28.59	255.83	46.41	3.67	1.93	476.77	251.24
S.E.E	4.50	4435.28	141.55	42.88	444.73	108.13	3.70	1.94	444.00	232.32

VI.2.3.5.Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau.VI.13.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (kN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
S.E.C	232.14	-476.48	838.71	124.46	-255.47
S.E.E	483.13	-697.30	1040.66	257.92	-372.26

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau.VI.14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Poutre de libage		M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
S.E.C	Travée	232.14	10.32	0.00	5HA14+2HA14 chp=10.78
	Appuis	-476.48	22.07	0.00	5HA14+10HA14 chp=23.09
S.E.E	Travée	483.13	19.10	0.00	5HA16+5HA16 chp=20.11
	Appuis	-697.30	28.37	0.00	5HA16+10HA16 chp=30.16

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma_b} = 15MPa$ $\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Tableau.VI.15.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Poutre de libage		M_{ser} (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s^{'}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.E.C	Travée	124.46	10.78	3.80	185.80	46.80	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-255.47	23.09	6.00	183.60	77.80		
S.E.E	Travée	257.92	20.11	3.88	183.52	64.10		
	Appuis	-372.26	30.16	4.80	172.46	83.10		

- **Vérification du cisaillement de la poutre de libage : [Art.5.2.4.2] (2)**

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

$\bar{\tau} = (\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$ ……fissuration préjudiciable

Tableau.VI.16.Vérification du cisaillement de la poutre de libage

Poutre de libage	T(kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
S.E.C	838.71	2.27	2.5	vérifiée
S.E.E	1040.66	2.46	2.5	vérifiée

- **Armatures transversales**

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants **:**

Tableau.VI.17.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Poutre de libage	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.choisi}$		$A_{t.choisi}$ (cm^2)
			S_t (cm^2)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm^2)	S_{ZC} (cm^2)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm^2)	S_{ZC} (cm^2)	
S.E.C	838.71	2.27	40	0.5	16.80	35	1.65	10	15	4HA10=3.14
S.E.E	1040.66	2.46	40	0.5	16.80	35	1.65	10	15	4HA10=3.14

- **Armatures de peau selon CBA93 A.7.3**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 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 U=Hx2+B ; A_p=3xU

Tableau.VI.18.Armature du pou.

Semelle	b (cm)	H_p (cm)	U (cm)	A_p (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
S.E.C	55	70	195	5.85	4HA14=6.16
S.E.E	55	80	215	6.45	6HA126.79

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau = 2{,}835$ MPa.

La longueur de scellement égale à: $L_s \geq L_s = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_s}$

Tableau.VI.19.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	B(m)	A(m)	B/4(cm)	L_S (cm)	$L_S \geq B/4$
S.E.F	1.90	1.00	47.54	56.54	Vérifiée
S.E.D	1.60	1.00	44.00	42.40	Vérifiée
S.E.C	1.30	4.20	32.50	42.40	Vérifiée

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes**.**

- **Schémas des armatures des semelles filantes sous deux poteaux axe C.**

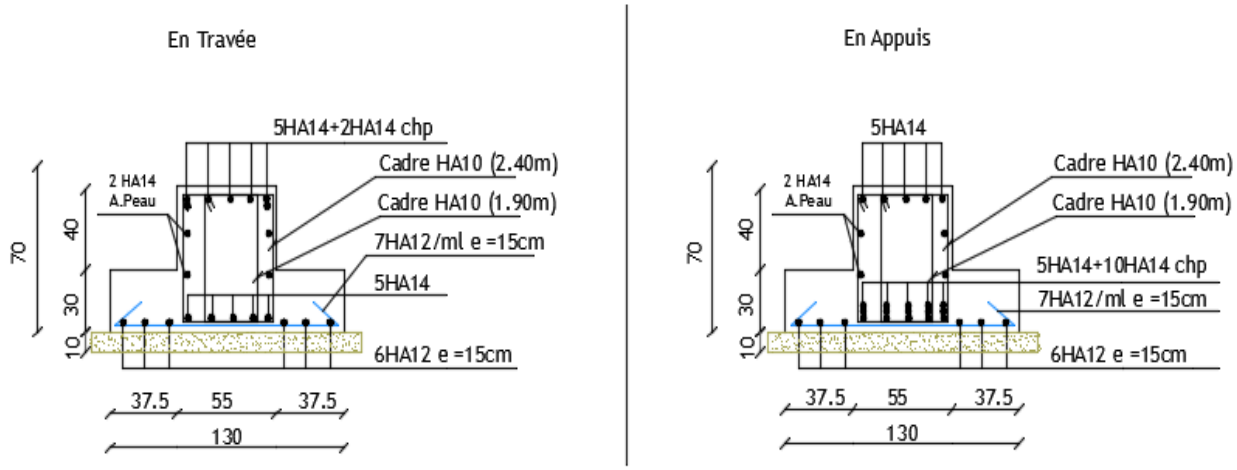


Figure VI.6.Ferraillage des semelles filantes (S.E.C).

- **Schémas des armatures des semelles filantes sous trois poteaux axe E.**

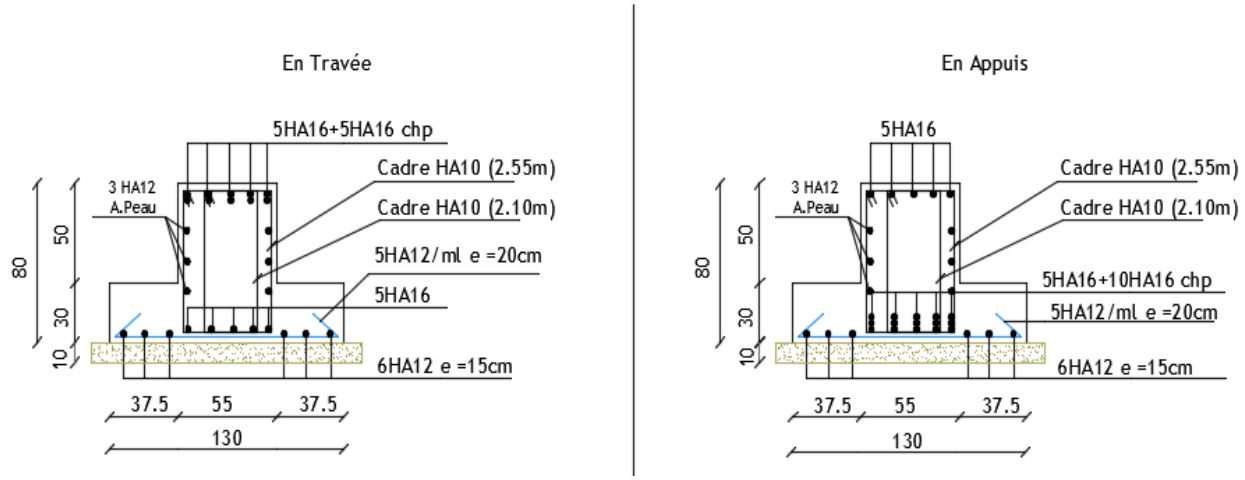


Figure VI.7.Ferraillage des semelles filantes (S.E.E).

VI.2.3 Calcul du Radier partiel :

Le radier partiel fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Les étapes de calcul le radier :

- Pré dimensionnement du radier
- Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS
- Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC
- Calcul des nervures :
  - ✓ ré dimensionnement
  - ✓ Vérification de cisaillement à l'ELU
  - ✓ Ferraillage des nervures.
- Ferraillage de radier à l'ELU ou ACC
  - ✓ Pré dimensionnement
  - ✓ Vérification de cisaillement à l'ELU
  - ✓ Ferraillage des nervures.

  Ferraillage de radier à l'ELU ou ACC

VI.2.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS :

$$h_r \geq \frac{l_{i.\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq \frac{l_{i.\max}}{20} = \frac{200}{20} = 20cm \quad ; \text{On adopte } h_r = 30cm$$

$$S \geq \frac{\Sigma N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{\Sigma N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{2719.11 \times 10^3}{0.2 \times 10^6} = 13.59m^2$$

$$S = l_x \times l_y$$

VI.2.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{\Sigma N_{ser} + P_{radier} + P_{A.poteau} + P_{A.voile} + P_{remblai}}{S_{ch}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Sigma N_{ser} = N_{ser.poteau} + N_{ser.voile}$$

$$P_{radier} = S_{ch} \times h_r \times \gamma_{béton} \quad \overline{\sigma_{sol}}$$

On faire les vérifications dans le tableau suivant :

Tableau VI.20. Vérification de contrainte à l'ELS

ΣN_{ser} (KN)	$D_{débord}$ (cm)	S_{ch} (m^2)	P_{radier} (kN)	$P_{A.poteau}$ (kN)	$P_{A.voie}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	Vérifications
3463.19	120	18.48	138.60	10.59	29.40	565.49	1.87	2.00	Vérifiée

VI.2.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU :

D'après les règles **CBA93**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité on doit vérifier l'inégalité suivant :

$$N_u \le N_{\lim ite} = 0.045 U_c \times h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $U_c = [(a+b)+2h] \times 2$

N_u=705.11 ≤ N_{limite} = 765.00……..condition vérifiée

Lorsque $N_u \le N_{limite}$ (pas de risque de poinçonnement) donc n'utilise pas les nervures.

VI.2.3.4. Ferraillage de radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA93. La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyé sur quatre cotés et chargé par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires (μ_x ,μ_y) qui dépond du coefficient de poisson et de rapport :

$$0.4 \le \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1 \quad \Rightarrow \quad 0.4 \le \rho = \frac{1.80}{2.00} = 0.9 < 1$$

Alors le panneau travaillant les deux directions.

VI.2.3.4.a. Calcul des moments :

Tableau VI.21. Les efforts internes.

<table>
<tr><th colspan="2">ELU</th><th colspan="2">ELS</th></tr>
<tr><td colspan="2">$M_x = \mu_x.P_u.L_x^2$
$M_y = \mu_y.M_x$</td><td colspan="2">$M_x = \mu_x.P_{ser}.L_x^2$
$M_y = \mu_y.M_x$</td></tr>
<tr><td colspan="2">P_u = 273.21 (KN/m)</td><td colspan="2">P_{ser} = 187.40 (KN/m)</td></tr>
<tr><td>μ_x = 0.0456
μ_y = 0.7834</td><td>0.9</td><td colspan="2">μ_x = 0.0528
μ_y = 0.8502</td></tr>
<tr><td colspan="2">M_x = 40.36 (KN.m)
M_y = 31.61 (KN.m)</td><td colspan="2">M_x = 32.06 (KN.m)
M_y = 27.25 (KN.m)</td></tr>
<tr><td colspan="4">$M_{tx} = 0.75\ M_x$
$M_{ty} = 0.75\ M_y$
$M_{ax} = M_{ay} = -0.5\ M_x$</td></tr>
<tr><td colspan="2">M_{tx} = 30.27 (KN.m)
M_{ty} = 23.71 (KN.m)
$M_{ax} = M_{ay}$ = - 20.18 (KN.m)</td><td colspan="2">M_{tx} = 24.05 (KN.m)
M_{ty} = 20.43 (KN.m)
$M_{ax} = M_{ay}$ = - 16.03 (KN.m)</td></tr>
</table>

VI.2.3.4.b. Calcul le ferraillage (flexion simple) :

Tableau VI.22. Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
travée	x	30.27	0	3.27	5 HA10 = 3.92	3.00
	y	23.71	0	3.24	5 HA10 = 3.92	3.00
appui	x	20.18	0	3.24	5 HA10 = 3.92	3.00
	y	20.18	0	3.33	5 HA10 = 3.92	3.00

- Vérification de l'espacement :

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min(3h = 75cm; 33cm) = 33cm$ …….. Condition vérifie

$S_a = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min(4h = 100cm; 45cm) = 45cm$ …… Condition vérifie

VI.3. Les longrines:

VI.3.1. Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.3.2. Pré dimensionnement:

- Selon le RPA 99 version 2003 : **[Art 10.1.1.b] (1)**

Pour un sol de fondation de catégorie (S_3), les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont (25 x 30) cm^2.

Donc : on adopte (b x h) = (30 x 30) cm^2.

VI.3.3. Détermination des sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force "F" égale à :

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec : N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ;

N_s : effort à la base du poteau sollicité soit à l'ELS ;

α : coefficient se site en fonction de la zone sismique.

Tableau.VI.23. Valeurs de coefficient α.

site	Zone		
	I	II_a	II_b et III
S_1	-	-	-
S_2	-	15	12
S_3	15	12	**10**
S_4	12	10	8

Dans notre cas : site S_3 et zone sismique III (α = 10).

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{2460.39}{10} = 246.04 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée} \\ F_{ELS} = \dfrac{1798.00}{10} = 179.80 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

VI.3.4. Calcul du ferraillage:

Etant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F.

A l'ELU les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \dfrac{F_u}{\sigma_s}$.

VI.3.5. Recommandation des règlements:

- Selon le RPA 99 Version 2003 : [**Art 10.1.1.](1)**

Le ferraillage minimum doit être le 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 φ_t).

- Selon le CBA : [**Art 7.1.2] (2)**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \dfrac{B(cm^2)}{1000}$.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.24. Ferraillage longitudinales des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x30	2460.39	246.04	7.07	8HA12=9.05	0.9	5.4	vérifiée

VI.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire. Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser}.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{179.80 \times 10^3}{9.05} = 198.67$ MPa

$\sigma_{sadm} = Min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}) = 201.63 MPa$

Tableau.VI.25. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A_{choisi} (cm^2)	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1798.00	179.80	9.05	198.67	201.63	vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $B \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}}$

B=30x30=900 $B = 30 \times 30 = 900 cm^2 \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{9.05 \times 400}{2.1} = 1723.81 cm^2$ ……. condition vérifiée

VI.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement:

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

Avec $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{20.13}{300 \times 275} = 0.24 MPa$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 2.5 MPa$

$\tau_u = 0.24 MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5 MPa$ …….. condition vérifiée

- **Armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successive doit être le plus faible des valeurs suivant :

- Selon le CBA : **[Art A.6.4.2] (2)**

$\varphi_t = Min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l)$; On prendre : φ_l =12 cm.

$\varphi_t = Min(8.75mm ; 30mm ; 12mm)$ donc : $\varphi_t \leq 8.57$ mm ; on prendre : φ_t = 8 mm

$A_t = a_t \times n_t$ $(n_t = 4)$

$a_t = \frac{\pi \times \varphi_t^2}{4} = 50.24 mm^2$ $A_t = 200.96$ mm^2 donc A_t = 4 HA8 = 2.01 cm^2

- Selon le RPA 99 version 2003 : **[Art 7.5.2.2] (1)**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courant} \end{cases}$$

D'après le CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t.b_0} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.k)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{S_t.b} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.26. Calcul des armatures transversales et leur espacement..

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
30x30	20.13	24.75	0.30	7.50	15	0.90	10	15	4HA8= 2.01

- **Schémas des armatures de longrine axe E file 4- 5**

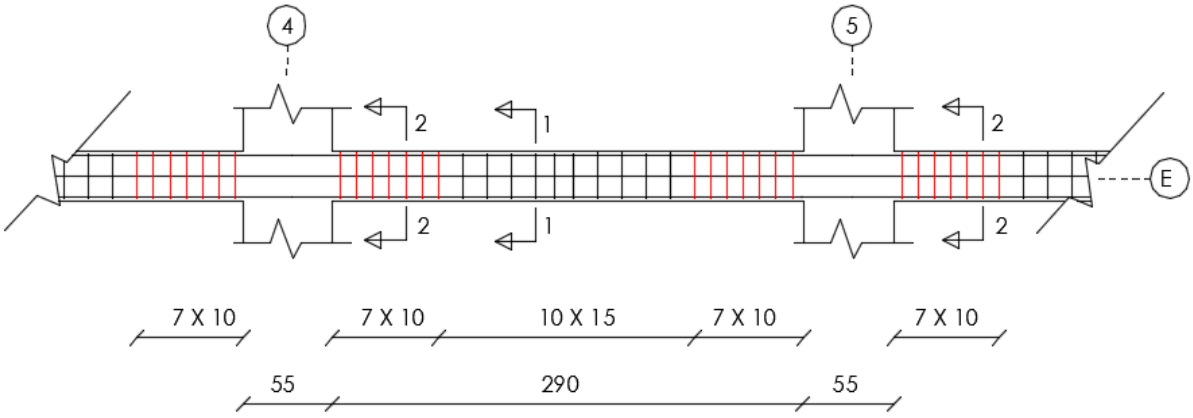


Figure VI.8. Longrine (30 x 30).

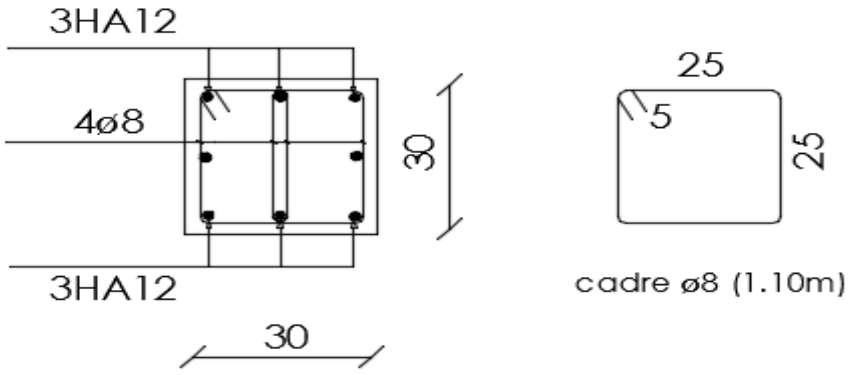


Figure VI.9. Disposition des armatures de longrine (30 x 30).

VI.4. Etude de voile périphérique:

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- Encastrement de la base de la structure ;
- Mur de soutènement.

VI.4.1.Dimentionnement:

D'après RPA (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm :
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontale et verticale) ;
- Un recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles ;
- On adopte une épaisseur e = 25 cm.

La hauteur de mur égale à 3.06 m, composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.4.2. Méthode de calcul:

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres.

Dans notre cas, le panneau est vertical, et la poussé est horizontal, et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres :

$$P = \frac{1}{2} K_a . \gamma . H^2$$

Avec :

γ : Poids volumique des terres ;

H : hauteur du voile ;

K_a : coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Φ : angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ = 26°; γ = 18 KN/m^2 : H = 3.06 m

$K_a = tg^2(\frac{180}{4} - \frac{26}{2}) = 0.39$ Donc P = 32.86 KN/m

VI.4.3.Calcul des moments :

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes des ruptures puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

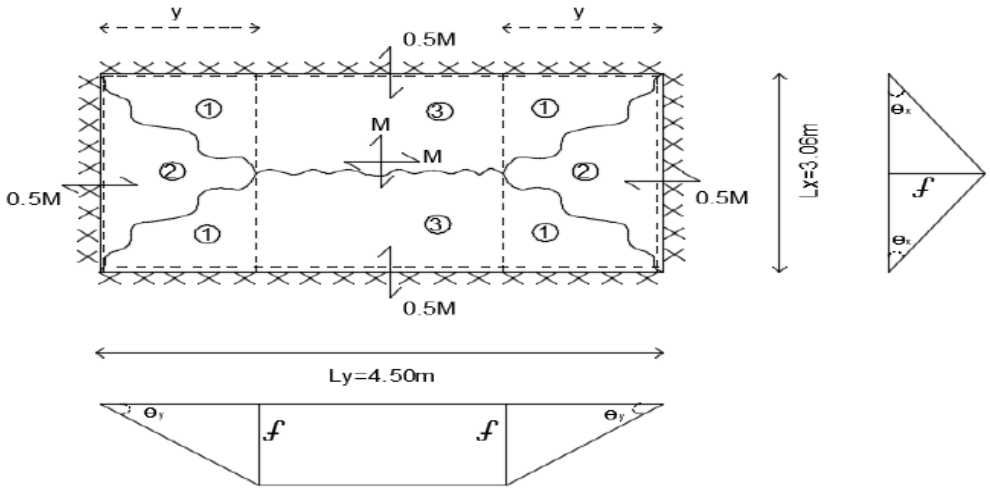


Figure.VI.10.Les lignes de ruptures dans le panneau.

$\sum T_{ext}$ = (6.885 – 1.02 y). p. f ; $\sum T_{int} = (\frac{9.18}{y} + 8.82)Mf$

$\frac{dp}{dx} = 0$ ⇒ y = 1.81cm

Donc on obtient M = 0.36 x p_u. Et p_u = 1.35 x p

M_t = M = 0.36 x p_u = 15.97 KN.m

M_a = - 0.5 M = - 7.98 KN.m

VI.4.4.Calcul du ferraillage à l'ELU :

Tableau.VI.27.Résultats de ferraillage à l'ELU.

		M_u (KN/m)	μ	β	A′ (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
travée	X	15.97	0.021	0.989	0	2.11	2.5	Non vérifiée	2.5	5HA10 = 3.92
	Y		0.021	0.989	0	2.11	2.5	Non vérifiée	2.5	5HA10 = 3.92
Appui	X	-7.98	0.011	0.995	0	1.04	2.5	Non vérifiée	2.5	5HA10 = 3.92
	Y		0.011	0.995	0	1.04	2.5	Non vérifiée	2.5	5HA10 = 3.92

Conclusion général

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux (X et Y), et dans le troisième mode une rotation suivant l'axe Z.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 5.71s et un nombre des modes élevé (76 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x40 cm²) et (30x35cm^2) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12, HA14 et HA16) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections calculées en flexion déviée composées dans tous les niveaux résultant de la combinaison 1.35G+1.5Q. Ce qui révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et même justifie les exigences réglementaires consistent à éviter les formes irrégulières.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

pré dimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure