République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures

THEME

Conception et étude d'une tour d'affaire en RDC+13+Sous-Sol implantée à Médéa

Présenté par :

- GHEZALI Hamza
- HEDJAR Abdellatif

Encadré par :

- **Mr**. KHELLADI MOHAMED

Promotion : juin 2017


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ***ALLAH*** *pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur ***Mr. KHELLADI MOHAMED*** *pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

Tenons à remercier également ***Mr. OULD TURKI BENAISSA*** *pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

« MERCI »

Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A mon père (رحمه الله) ;

A ma chère mère ;

A mes frères: Noureddine et Nacer (رحمهم الله);

A mon frère El Djilali ;

A mes chères sœurs ;

A tout ma famille (GHEZALI) ;

Et tous mes amis proches ;

A mon binôme : Abdellatif ;

Et a Tous mes collègues génie civil promotion 2017.

GHEZALI HAMZA

Dédicace

Je rends grâce à dieu les touts puissant qui

Ma permis d'arriver à ce but.

Tous d'abord aux êtres les plus à mon cœur que sont mes parents,

Je dédie ce projet de fin d'étude a :

Ma mère

Ma mère

Ma mère

Qui signifie que jamais cessé de faire des sacrifices pour ma réussite,

Dont je leurs souhaite une longue vie et parfaite santé.

A mon très cher père (رحمه الله)

A mes frères.

A tous les familles : HEDJAR et GHUEBBOUH

Et mes amis proches : bakika, lakhder,

Et mon amie : Hayat

A tous mes amis

A mon binôme Hamza

Et a Tous mes collègues génie civil promotion 2017.

HEDJAR ABD EL LATIF

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف الى هيكلة ودراسة قلعة أعمال من الخرسانة المسلحة ذات استعمال تجاري + سكني مكونة من (طابق تحت أرضي+ طابق أرضي+ ثلاثة عشر طابق) و المقرر بناءها في ولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا (منطقة IIb).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و التسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها بالجزائر:

- قانون الخرسانة المسلحة 93.
- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V19.1).

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à concevoir et étudier une Tour d'affaire (RDC+13+Sous-Sol) en béton armé, à usage multiple (commerce, habitation) qui sera implantée à wilaya de Médéa, Cette région classée dans une zone de sismicité moyenne (zone IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système 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 (RPA version 2003) et CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (SAP2000 version 19.1).

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

Abstract :

The purpose of This Project is a conception and study of à tour (underground+ ground for dealing+ 13 stories for dwelling), with commerce+ habitation, for realized in the city of Médéa, placed in the area of medium seismicity (Zone IIb).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by à system (frame and Shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003.

The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software « Sap2000 V19.1».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage …….. 16

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage …… 16

I.3. Structure de l'ouvrage ……... 16

I.3.1. Système de contreventement …….. 16

I.3.2. Planchers ……..... 17

I.3.3. Maçonnerie ……. 17

I.3.4. Revêtements ……..…… 17

I.3.5. L'acrotère ……..… 17

I.3.6. Escaliers ……. 17

I.3.7. Ascenseur ……..... 18

I.3.8. Infrastructure ……. 18

I.3.9. Balcon ……..... 18

I.3.10. Fondation ……. 18

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux …….. 18

I.4.1. Béton …….. 18

I.4.2. Béton armé ……..... 19

I.4.3. Acier ……..... 20

I.5. Principe de calcul du CBA 93 ……... 21

I.5.1. A L'ELU ……..... 21

I.5.2 A L'ELS ……..... 22

I.6. Conclusion …… 23

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction ……..... 24

II.2. Pré-dimensionnement des planchers ……..…… 24

II.2.1. Plancher à corps creux …….. 24

II.2.2. Dalle pleine ……..…… 25
II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……...……..... 26
II.3.A. Charges permanentes …….…… 26
II.3.A.1. Plancher à corps creux …….……...…….. 26
II.3.A.2. Plancher à dalles plaines ……..…….. 27
II.3.A.3. Maçonnerie ……..…….. 27
II.3.B. Charges d'exploitation …….…… 28
II.4. Pré-dimensionnement des poutres ……... 29
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales …….. 30
II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires …….…… 33
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux ……..... 35
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement …….……...…… 35
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f…….……...… 36
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm}…….…….. 36
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (H - 4) …….……..…. 37
II.5.5. Descente des charges …….……...…. 37
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 …….……...…… 41
II.5.7. Vérification aux zones nodales …….…… 42
II.6. Pré dimensionnement des voiles ……. 42
II.7. Conclusion ……... 43

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction …….……44
III.2. L'acrotère ……... 45
III.2.1. Introduction ……...…….. 45
III.2.2. Principe de calcul …….……...……. 45
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation …….…….. 45
III.2.4. Calcul de ferraillage …….……...……. 46
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant …….……. 47
III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton …….……...…. 48
III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme …….……. 48
III.3. Calcul des planchers ……...…….... 49
III.3.1. La dalle de compression …….…….. 49
III.3.2. Calcul des poutrelles …….…… 50
III.3.2.1. Calcul avant coulage …….……. 50
III.3.2.2. Calcul après coulage ……..……. 52
III.4. les escaliers …….…… 64

III.4.1. Introduction ……..…….. 64
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier ……..……. 64
III.4.3. Les déférents types d'escaliers …….…… 65
III.4.3.1. Escalier droite à deux volets …….. 65
III.4.3.1.A. Pré dimensionnement ……..……66
III.4.3.1.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……. 67
III.4.3.1.C. Combinaison des charges …….……..…… 68
III.4.3.1.D. Détermination des efforts …….…….. 68
III.4.3.1.E. Ferraillage ……..……69
III.4.3.1.F. Vérification de la flèche ……...…..…….……. 70
III.4.3.1.G. Calcul de la poutre palière ……..……. 71
III.4.3.2. Escalier droite à trois volets (type 2) ……..……75
III.4.3.2.A. Caractéristiques géométriques ……..…….. 76
III.4.3.2.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……...…. 77
III.4.3.2.C. Combinaison des charges ……. 77
III.4.3.2.D. Détermination des efforts ……..……. 78
III.4.3.2.E. Ferraillage ……. 78
III.4.3.2.F. Vérification de la flèche ……..……..…….. 79
III.4.3.3. Escalier balances …….…….……. 80
III.4.3.3.A. Caractéristiques géométriques ……. 81
III.4.3.3.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations …… 81
III.4.3.3.C. Combinaison des charges ……..……. 82
III.4.3.2.D. Détermination des efforts …… 82
III.4.3.3.E. Ferraillage …….. 83
III.4.3.3.F. Vérification de la flèche …… 84
III.4.3.3.G. Calcul de la console ……..…… 84
III.4.3.4. Escalier à deux volées perpendiculaires (Type 4) …….……89
III.4.3.4.A. Caractéristiques géométriques ……..… 89
III.4.3.4.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations …….. 89
III.4.3.4.C. Combinaison des charges …….…… 90
III.4.3.4.D. Détermination des efforts …….……...…… 91
III.4.3.4.E. Ferraillage ……. 91
III.4.3.4.F. Vérification de la flèche …….……92
III.4.3.4.G. Poutre brisée ……..……..….. 94
III.4.3.5. Escalier hélicoïdale (Type 5) …….……. 98
III.4.3.5.A. Méthode de calcul …… 98

III.4.3.5.B. Pré dimensionnement …… 100
III.4.3.5.C. Évaluation des charges permanentes de la paillasse …… 100
III.4.3.5.D. Combinaison des charges …… 101
III.4.3.5.E. Ferraillage …… 101
III.4.3.5.F. Vérification de la flèche …… 102
III.5. Les dalles pleines …… 104
III.5.1. Définition …… 104
III.5.2 Méthode de calcul ……104
III.5.3. Principe de calcule …… 104
III.5.4. Hypothèses du calcul …… 105
III.5.5. Evaluation des sollicitations …… 106
III.5.6. Les déférents types des dalles pleines …… 106
III.5.6.1. 1er type (dalle reposant sur 2 appuis) …… 106
III.5.6.2. 2éme type (dalle reposant sur 3 appuis) …… 109
III.6. La dalle machine …… 113
III.6.1. Introduction …… 113
III.6.2. Pré dimensionnement …… 113
III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations …… 114
III.6.4. Calcul des sollicitations …… 115
III.6.4.1. Méthode forfaitaire …… 116
III.6.4.2. Méthode des lignes de rupture …… 119
III.6.5. Vérification de non poinçonnement …… 122

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction …… 123
IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 …… 123
IV.2.1. Classification des zones sismiques …… 123
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance …… 123
IV.2.3. Classification de site …… 123
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure …… 124
IV.3.1. Centre de masse …… 124
IV.3.2. Centre de torsion …… 124
IV.3.3. Disposition du voile …… 127
IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) …… 127
IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements …… 127
IV.3.3.3. Calcul de centre de masse …… 130

IV.3.3.4. Calcul de centre de masse globale ……..…...…… 131
IV.3.3.5. Calcul de centre de torsion ……..…..…… 131
IV.3.3.6. Calcul de centre de torsion globale ……..…..…… 131
IV.3.4. Calcul d'excentricité ……..…… 132
IV.4. Choix de la méthode de calcul ……..…… 134
IV.4.1. Introduction ……..…….. 134
IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……..…….. 135
IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale ……..……..…… 135
IV.5.Résultats de l'analyse dynamique ……..…….. 140
IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes ……..…… 140
IV.5.2. Vérification de participation massique ……..…… 142
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base ……..……. 143
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement ……..…… 144
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête ……...…… 149
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages ……..…… 149
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments ……..…….. 152
IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base ……..…… 153
IV.5.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..…… 153
IV.6. Conclusion ……..…. 155

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction ……...…… 156
V.2. Ferraillage des poutres ……..…… 157
V.2.1. Introduction ……..... 157
V.2.2. Recommandations du RPA99 ……..……. 157
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 ……. 159
V.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS …… 161
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……..… 162
V.2.6. Calcul des armatures transversales ……..….. 163
V.2.7.Vérification de la flèche …….. 164
V.3. Ferraillage des poteaux ……..…… 168
V.3.1. Introduction ……..…… 168
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales ……..….. 168
V.3.3. Détermination des armatures transversales ……. 174
V.4. Ferraillage des voiles ……..…… 182
V.4.1. Les voiles pleins …….. 182
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures ……..…….190

V.4.2.1. Les trumeaux ……. 190
V.4.2.2. Les Linteaux …….. 191
V.4.3. Voile Circulaire ……..……. 196
V.4.3.1. Les armatures verticales …… 196
V.4.3.2. Vérification à ELS ……..…….. 196
V.4.3.3. Las armateurs horizontaux ……. 197
V.5. Conclusion ……..…….197

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Etude du sol ……. 198
VI.1.1. Introduction ……..…….. 198
VI.1.2. Situation du projet ……..…… 198
VI.1.3. Compagne d'investigation ……..…… 198
VI.1.4 Nature du sol ……...…… 198
VI.2. Etude des fondations …… 199
VI.2.1. Introduction ……...……. 199
VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations …… 199
VI.2.3. Choix du type de fondation …… 199
VI.2.3.1. Semelle isolée ……...…… 202
VI.2.3.2. Semellefilantesousvoileset poteaux ……...…… 203
VI.2.3.3. radier général …… 205
VI.3. Les longrines ……..…….. 217
VI.3.1. Introduction …… 217
VI.3.2. Pré dimensionnement ……...…….. 217
VI.3.3. Détermination des sollicitations ……..…….. 217
VI.3.4. Calcul du ferraillage ……...…… 218
VI.3.5. Recommandation des règlements ……..……. 218
VI.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS ……..……. 218
VI.3.7.Vérification de la contrainte de cisaillement ……..…… 219
VI.4. Etude de voile périphérique ……. 221
VI.4.1. Dimensionnement ……..……. 221
VI.4.2. Détermination des sollicitations ……. 221
VI.4.3. Méthode de calcul ……..…… 222
VI.4.4. Calcul des moments ……..……. 223
VI.4.5. Calcul du ferraillage ……...…… 224
Conclusion générale …….
Référence bibliographique ……

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1. Plan de masse …… 01
Figure I.2. Plan du Sous-sol …… 02
Figure I.3. Plan du Sous-sol –après conception - …… 03
Figure I.4. Plan du RDC …… 04
Figure I.5. Plan du RDC - après conception - …… 05
Figure I.6. Plan d'étages courants (1+2+3+4+5+6) …… 06
Figure I.7. Plan d'étages courants (1+2+3+4+5+6) - après conception …… 07
Figure I.8. Plan d'étages courants (7+8+9+10+11+12) …… 08
Figure I.9. Plan d'étages courants (7+8+9+10+11+12) - après conception - …… 09
Figure I.10. Plan terrasse …… 10
Figure I.11. Plan terrasse - après conception - …… 11
Figure I.12. Coupe A-A …… 12
Figure I.13. Coupe B-B …… 13
Figure I.14. Façade principale …… 14
Figure I.15. Façade postérieure …… 15

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Figure II.1. Dimensionnement de la poutre principale …… 30
Figure II.2. Dimensionnement de la poutre secondaire …… 33
Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (H-4)…… 37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère …… 45
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère …… 45
Figure III.3. Les dimensions de l'acrotère …… 46
Figure.III.4. Section de Béton Armé a ELU …… 46
Figure.III.5. Ferraillage de l'acrotère …… 48
Figure III.6. Disposition des armatures de la table de compression …… 50
Figure III.7. Poutrelles à 01 travée …… 54
Figure III.8. Poutrelles à 02 travées …… 54
Figure III.9. Poutrelles à 03 travées …… 54
Figure III.10. Poutrelles à 04 travées …… 54
Figure III.11. Poutrelles à 05 travées …… 55
Figure III.12. Poutrelles à 02 travées …… 55
Figure III.13. Poutrelles à 06 travées …… 56

Figure III.14. Poutrelles à 09 travées ……. 57
Figure III.15. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (à gauche);
en appui (à droite) ……..…. 58
Figure III.16. Ferraillage des poutrelles ……..…… 63
Figure III.17. Représentation d'un escalier ……..…… 64
Figure III.18. Schéma statique de l'escalier (type 01) ……..……. 65
Figure III.19. Dimensions de l'escalier (types 01) …….. 65
Figure III.20. Schéma statique d'escalier (type1) à ELU et à ELS …..…… 68
Figure III.21. Dimensionnement de la poutre palière ……. 71
Figure III.22. Diagramme de moment (ELU.ELS) ……..…….. 72
Figure III.23. Diagramme de l'effort tranchant (ELU) ……...……. 73
Figure III.24. Schéma statique de l'escalier (type 2) …….. 75
Figure III.25. Schéma statique d'escalier (type2) à ELU et ELS …….…….. 78
Figure III.26. Schéma statique de l'escalier (type3) …….. 80
Figure III.27. Schéma statique d'escalier (type2) à ELU et ELS ……...……. 82
Figure III.28. Poutre continue ……..…… 85
Figure III.29. Schéma statique de la poutre continue …… 86
Figure III.30. Schéma statique ELU ……..…….. 86
Figure III.31. Schéma statique ELS ……...……. 86
Figure III.32. Schéma statique de l'escalier (type 4) ……..……. 89
Figure III.33. Schéma statique d'escalier (type4) à ELU et ELS …… 91
Figure III.34. Dimensionnement de la poutre palière ……..…… 94
Figure III.35. Diagramme de moment ……...……. 95
Figure III.36. Diagramme de l'effort tranchant …….. 95
Figure III.37. Schéma statique de l'escalier (type 5) ……. 98
Figure III.38. Escalier à paillasse hélicoïdale ……..…… 98
Figure III.39. Dimensions d'un escalier (type 5) ……..……. 100
Figure III.40. Dalle pleine triangulaire reposant sur 2 appuis (type 1) ……..……106
Figure III.41. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis (type 2) ……...…….. 109
Figure III.42. Dimensions de la dalle machine ……..…… 113
Figure.III.43. Poids appliqués sur la dalle machine ……...…….. 114
Figure.III.44. Vérification de non poinçonnement ……...……. 122

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux ……..… 126
Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol) ……. 127
Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles ……... 127

Figure IV.4. 2éme disposition des voiles ……..…….. 128
Figure IV.5. 3éme disposition des voiles ……...……. 128
Figure IV.6. 4éme disposition des voiles ……..…….. 129
Figure IV.7. 5éme disposition des voiles (disposition finale) ……. 129
Figure IV.8. La vue en 2D (plan X-Z) ……..……..... 130
Figure IV.9. La disposition du centre de masse et centre de torsion ……..…… 132
Figure IV.10. Spectre de réponse (X) …… 139
Figure IV.11. Spectre de réponse (Y) ……..... 139
Figure IV.12. Le comportement des trois premiers modes ……... 141
Figure IV.13. Les forces agissent sur la stabilité au renversement …..……... 145
Figure IV.14. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage ……..… 145
Figure IV.15. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X …….. 147
Figure IV.16. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ……..…. 147

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres ……...……. 165
Figure V.2. Disposition des armatures des PP (35x45) rives et intermédiaire -EC- ……...……. 166
Figure V.3. Disposition des armatures des PP (35x40) rives et intermédiaire -T- ……..... 166
Figure V.4. Disposition des armatures des PP (35x40) rives et intermédiaire -EC- …… 166
Figure V.5. Disposition des armatures des PP (35x35) rives et intermédiaire -T- ……..…167
Figure V.6. Disposition des armatures des PP (35x35) rives et intermédiaire -EC- ……. 167
Figure V.7. Disposition des armatures des PS (35x35) rives et intermédiaire -T- ……..…. 167
Figure V.8. Disposition des armatures des PS (35x35) rives et intermédiaire -EC- ……..…… 168
Figure V.9. Définition de la zone nodale dans les poteaux ……... 169
Figure IV.10. Disposition des armatures dans les poteaux intermédiaires ……..……. 178
Figure IV.11. Disposition des armatures dans les poteaux de rives …….. 179
Figure V.12. Ferraillage des poteaux (35×35) ……..…… 180
Figure V.13. Ferraillage des poteaux (45×45) ……..…. 180
Figure V.14. Ferraillage des poteaux (55×55) ……..… 181
Figure V.15. Disposition des voiles ……..…. 182
Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles ……..... 183
Figure V.17. Les armatures transversales et les épingles des voiles ……...…….. 187
Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (35x230) ……..…….. 188
Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V_2 et V'_2 (35x275) ……..…… 188
Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (35x185) ……..…. 188
Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (35x170) ……..……. 188
Figure V.22. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (35x545) ……...… 189

Figure V.23. Disposition des armatures dans les voiles V_6 (35x265) ……..…. 189
Figure V.24. Disposition des armatures dans les voiles V_8 (35x273) ……..…….. 189
Figure V.25. Disposition des armatures dans les voiles V_9 (35x360) ……...… 189
Figure V.26. Disposition des armatures dans les voiles V_{10} (35x255) ……...…… 189
Figure V.27. Le ferraillage du linteau ……...…… 191
Figure V.28. Linteau long ……..…… 192
Figure V.29. Linteau courts ……...…… 193
Figure V.30.Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} ……...……...…… 193
Figure V.31. Armatures de linteaux ……...… 194
Figure V.32. Section du linteau ……...….. 194
Figure V.33. Disposition des armatures dans les voiles V'_1 (20x230) …….. 196
Figure V.34. Disposition des armatures dans les voiles V_7 (20x265) ……..……. 196

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS ……..…… 201
Figure VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU ……...…….. 201
Figure VI.3.Semelle isolée ……..……..…… 202
Figure VI.4. Les bulles de pression ……...…… 202
Figure VI.5. Schéma semelle filantes ……..…….. 203
Figure VI.6. Schéma d'un radier nervure ……..……. 205
Figure VI.7. Vue en plan de la surface du bâtiment ……..……. 206
Figure VI.8. Schéma statique du débord de radier ……..……..…….. 207
Figure VI.9. Contrainte admissible du sol selon la profondeur ……..… 208
Figure VI.10. Panneau de dalle du radier ……..……..……..…….. 211
Figure VI.11. Ferraillage de la dalle du radier ……..…….... 214
Figure VI.12. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU (en travée) ……... 214
Figure VI.13. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU (en appui) ……..…….. 214
Figure VI.14. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS (en travée) ……...…. 215
Figure VI.15. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS (en appui) ……..... 215
Figure VI.16. Schéma statique des efforts tranchants ELU ……..……. 215
Figure VI.17. Ferraillage des nervures ……..…… 216
Figure VI.18. Ferraillage des longrines ……..…… 220
Figure VI.19. Mur de soutènement …… 221
Figure VI.20. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité ……. 222
Figure VI.21. Les lignes de ruptures dans le panneau ……...…… 223

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bloc ……..… 16
Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances ……..... 21

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux …… 26
Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant corps creux ……..……... 26
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines ……..…. 27
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines ……...…. 27
Tableau II.5. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison) ……..…. 27
Tableau II.6. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison) …… 28
Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étages du structure ……..…… 28
Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales ……..… 30
Tableau II.9. Vérification de la flèche du plancher terrasse accessible ……..……. 31
Tableau II.10. Vérification de la flèche du plancher courant commerce ……...…… 32
Tableau II.11. Vérification de la flèche du plancher courant d'habitation ……..…… 32
Tableau II.12. Vérification de la flèche du plancher terrasse accessible …….. 32
Tableau II.13. Pré dimensionnement des poutres secondaires ……...… 33
Tableau II.14. Vérification de la flèche du plancher terrasse inaccessible …….. 33
Tableau II.15. Vérification de la flèche de plancher courant commerce …… 34
Tableau II.16. Vérification de la flèche du plancher courant d'habitation …….. 34
Tableau II.17. Calcul de l'effort N_{adm} ……...…… 36
Tableau II.18. Détermination des charges d'exploitations ……..…… 39
Tableau II.19. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau …….. 40
Tableau II.20. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 ……...….. 41
Tableau II.21. Vérification aux zones nodales……..... 42

Chapitre III Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère……...…… 45
Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS ……..... 46
Tableau III.3. Les données …….. 47
Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère ……...……. 47
Tableau III.5. Vérification à l'ELS …….. 47

Tableau III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles ……..…… 51
Tableau III .7. Calcul de nombre d'étaiement ……..…… 52
Tableau III.8. Evaluation des charges et surcharges ……..…… 53
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELU) …… 55
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS) ……..…… 55
Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU) …….. 56
Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS) ……..…. 56
Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 09 travées (ELU) …….…… 56
Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS) …….. 57
Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 09 travées (ELU) …….…… 57
Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS) …….…. 57
Tableau III.17. Récapitulation des efforts internes …… 58
Tableau III.18. Calcul et vérification des armatures ……. 59
Tableau III.19. Récapitulation ……...…….. 59
Tableau III.20. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ……...… 61
Tableau III.21. Récapitulation des résultats de la flèche ……..…….. 62
Tableau III.22. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type1) ……..… 67
Tableau III.23. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type1) …… 67
Tableau III.24. Combinaison des charges de l'escalier (type1) ……. 68
Tableau III.25. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS…… 68
Tableau.III.26. Résultats de calcule ……..……. 68
Tableau.III.27. Les données des ferraillages d'escalier ……..…… 69
Tableau.III.28. Calcul des sections d'acier de l'escalier ……. 69
Tableau III.29. Vérification des contraintes à ELS ……. 70
Tableau III.30. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier (type1) ……..…….. 71
Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de la poutre palière …….. 73
Tableau III.32. Vérification à l'ELS de la poutre palière …… 73
Tableau III.33. Pré dimensionnement de l'escalier (type 2) …….. 76
Tableau III.34. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type2) ……..… 77
Tableau III.35. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type2) …….77
Tableau III.36. Combinaisons des charges ……..… 77
Tableau III.37. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS …..…… 78
Tableau.III.38. Résultats de calcule …… 78
Tableau.III.39. Calcul des sections d'acier de l'escalier ……78
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……. 79
Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche ……..….. 80

Tableau III.42. Pré dimensionnement de l'escalier (type3) ……..…….. 81
Tableau III.43. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type3) ……..…… 81
Tableau III.44. Combinaisons des charges ……..… 82
Tableau III.45. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS ……..…… 82
Tableau III.46. Résultats de calcule …… 82
Tableau III.47. Calcul des sections d'acier de l'escalier (type3) ……..…….. 83
Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……..…….. 83
Tableau III.49. Récapitulation des résultats de la flèche ……. 84
Tableau III.50. Calcul des sections d'acier de la console …… 87
Tableau III.51. Vérification a l'ELS de la console ……..…… 87
Tableau III.52. Récapitulation des résultats de la flèche ……..…… 88
Tableau III.53. Pré dimensionnement de l'escalier (type 4) ……..…… 89
Tableau III.54. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type 4) ……..….. 90
Tableau III.55. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 4) ….….. 90
Tableau III.56. Combinaisons des charges …….. 90
Tableau III.57. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS ……..…… 91
Tableau III.58. Résultats de calcule ……...…… 91
Tableau.III.59. Calcul des sections d'acier de l'escalier (type 4) ……..…….. 91
Tableau III.60. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……..…….. 92
Tableau III.61. Récapitulation des résultats de la flèche ……...….. 93
Tableau III.62. Récapitulation des résultats de la flèche ……. 93
Tableau III.63. Calcul des sections d'acier de la console ……..……. 95
Tableau III.64. Vérification à l'ELS de la poutre palière …… 96
Tableau III.65. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier ……...…….. 100
Tableau III.66. Combinaisons des charges ……..…….. 101
Tableau III.67. Calcul des sections d'acier de la paillasse ……. 101
Tableau III.68. Vérification à l'E.L.S ……..……. 102
Tableau III.69. Récapitulation des résultats de la flèche ……..……. 102
Tableau III.70. Récapitulation des résultats de la flèche ……. 103
Tableau III.71. Evaluations des sollicitations ……..……..…… 106
Tableau III.72. Les efforts internes ……..…….. 107
Tableau III.73. Résultats de ferraillage à ELU ……..…… 108
Tableau III.74. Vérification des contraintes à l'ELS ……...…….. 108
Tableau III.75. Les efforts internes ……..……. 110
Tableau III.76. Résultats de ferraillage ELU ……..…… 111
Tableau III.77. Vérification des contraintes à l'ELS ……..…… 111

Tableau III.78. Évaluation des charges permanentes …… 114
Tableau III.79. Poids de la machine ……..…….. 115
Tableau III.80. Détermination des charges de la dalle ……..…… 115
Tableau III.81. Les efforts internes ……..……. 117
Tableau III.82. Résultats de ferraillage ELU ……. 117
Tableau III.83. Vérification des contraintes à l'ELS ……. 118
Tableau.III.84. Les efforts internes …….. 120
Tableau III.85. Résultats de ferraillage ELU ……. 120
Tableau III.86. Vérification des contraintes à l'ELS ……. 121

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Calcule du centre de masse …… 130
Tableau IV.2. Calcul du centre de masse total de la structure …….. 131
Tableau IV.3. Calcule de centre de torsion ……... 131
Tableau IV.4. Calcule de centre de torsion totale de la structure ……..…… 131
Tableau IV.5. Calcule d'excentricité théorique ……. 133
Tableau IV.6. Calcule d'excentricité totale ……..…….. 134
Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X……..……...……. 136
Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement suivant X en % ……. 137
Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant Y ……...……. 137
Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement suivant Y en % …….. 138
Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure ……. 138
Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes ……..… 140
Tableau IV.13. Vérification de participation massique ……142
Tableau IV.14. Calcul de la force sismique …….. 144
Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …… 144
Tableau IV.16.Calcul du moment de renversementet la forces sismiques selon la hauteur …...… 146
Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant ……... 148
Tableau IV.18. Vérification de stabilisation …….. 148
Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête …….. 149
Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter étages Sens X ……..……. 150
Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter étages sens y ……..…….. 151
Tableau IV.22. Vérification du cisaillement des éléments ……..…….. 152
Tableau IV.23. Vérification de l'effort normal réduit à la base …… 153
Tableau IV.26. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y) ……..…….. 154

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1. Les données de calcul…….. 157
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x45) ……..... 158
Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x40) …… 158
Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x35) ……...……. 159
Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x35) ……..…. 159
Tableau V.6. Vérification des poutres principales (35x45) ……...…… 160
Tableau V.7. Vérification des poutres principales (35x40) ……..……. 160
Tableau V.8. Vérification des poutres principales (35x35) ……...…… 160
Tableau V.9. Vérification des poutres secondaires (35x35) …….. 160
Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x45) …….. 161
Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x40) …….. 161
Tableau V.12. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x35) ……..… 161
Tableau V.13. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (35x35) ……..... 162
Tableau V.14. Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$……..…….. 162
Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres …….……. 162
Tableau V.16. Calcul des armatures transversales et leur espacement ……..….. 163
Tableau V.17. Vérification de la flèche des poutres …….…… 164
Tableau V.18. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU ……...…….. 171
Tableau V.19. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU …….……. 172
Tableau V.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux …….…… 173
Tableau V.21. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service …… 173
Tableau V.22. Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$……..…….. 174
Tableau V.23. Valeurs des contraintes limitent de cisaillement dans les poteaux …… 175
Tableau V.24. Les armatures transversales et leurs espacements ……. 177
Tableau V.25. Vérification de la quantité d'armatures transversales ……...……. 177
Tableau V.26. Vérification de la quantité d'armatures transversales …….……..……. 177
Tableau V.27. Les données de calcul ……183
Tableau V.28. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal) …… 184
Tableau V.29. Vérification des armatures a ELS des voiles ……. 185
Tableau V.30. Calcul des armateurs horizontaux …….…… 186
Tableau V.31. Diamètre des armatures transversales ……...…. 187
Tableau V.32. Calcul les armatures verticales ……..…… 190
Tableau V.33. Vérification des armatures a ELS des voiles ……. 190
Tableau V.34. Calcul les armateurs horizontaux ……...…… 191
Tableau V.35. Calcul des armatures des linteaux ……..…… 195

Tableau V.36. Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux ……...…….. 195
Tableau V.37. Calcul les armatures verticales ……..…… 196
Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles ……..…… 196
Tableau V.39. Calcul les armateurs horizontaux ……..…….. 197

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées ……..……. 202
Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semellesisolées ……...…….. 203
Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes ……. 204
Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes ……..…… 204
Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles filantes ……...……. 205
Tableau VI.6. Ferraillage du débord ……...…….. 208
Tableau VI.7. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier ……..…… 212
Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS ……..…….. 213
Tableau VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la nervure ……...…….. 214
Tableau VI.10. Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS ……..…… 215
Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement ……..…… 216
Tableau VI.12. Valeurs de coefficient α ……..……..…… 217
Tableau VI.13. Ferraillage longitudinal des longrines ……..…….. 218
Tableau VI.14. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……..…… 218
Tableau VI.15. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……...…….. 219
Tableau V.16. Calcul des armatures transversales et leur espacement ……...…….. 220
Tableau VI.17. Ferraillage du mur de soutènement ……..……. 225
Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS ……...……. 225

NOTATION

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} :Section d'acier maximale.

A_{min}: Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : section partiellement comprimée.

SEC : section entièrement comprimée.

SET: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

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 ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : effort de traction.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : 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 de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : 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.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre.

INTRODUCTION GENERALE

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

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 des cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Ce projet est une conception et étude d'une Tour d'affaire à usage (Commerciale + Habitation) contient (sous-sol +RDC + 13 étages), implanté à Médéa, cette région est classée dans la zone de sismicité moyenne IIb.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.

Le deuxième traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V19.1 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

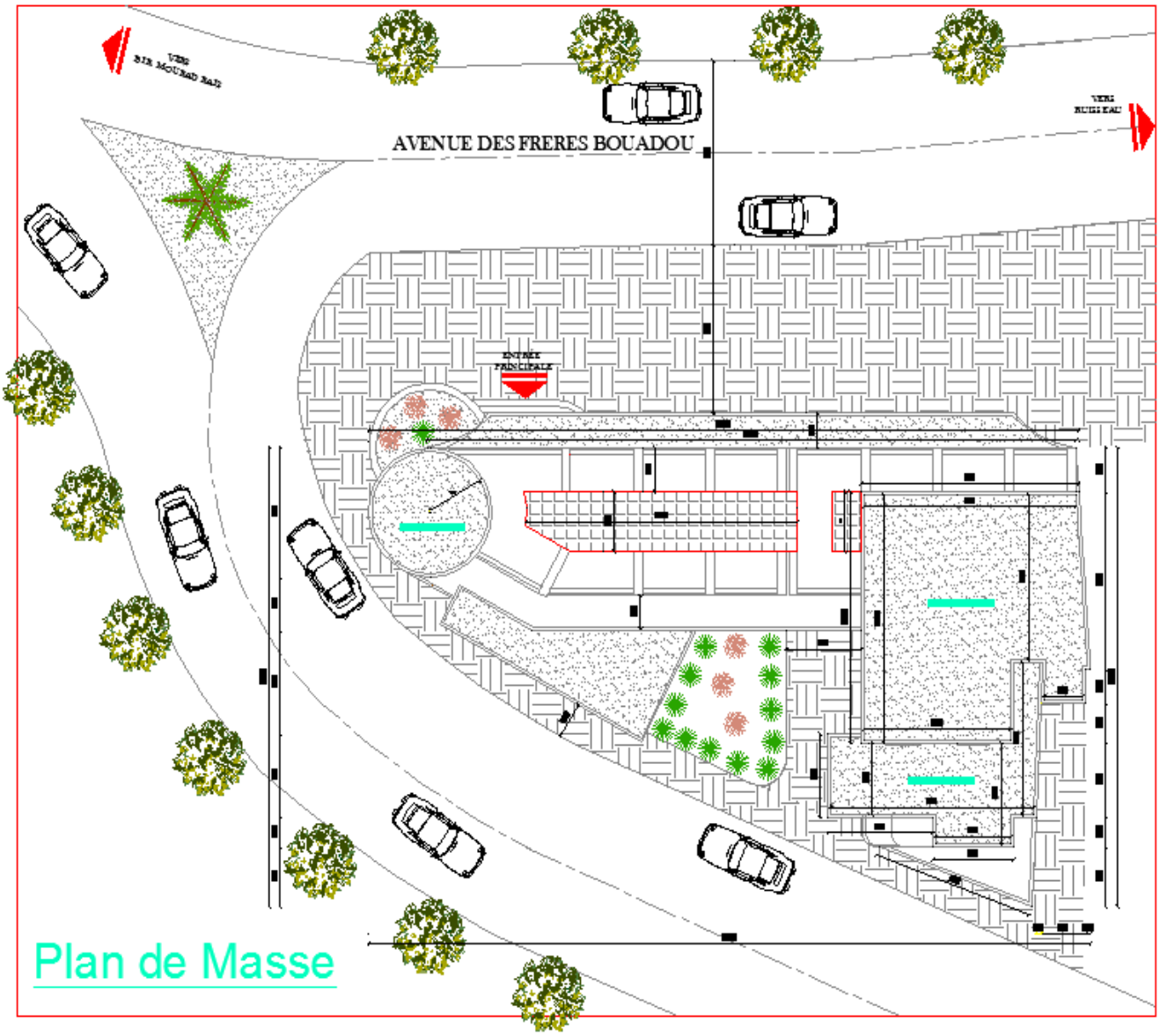


Figure I.1. Plan de masse

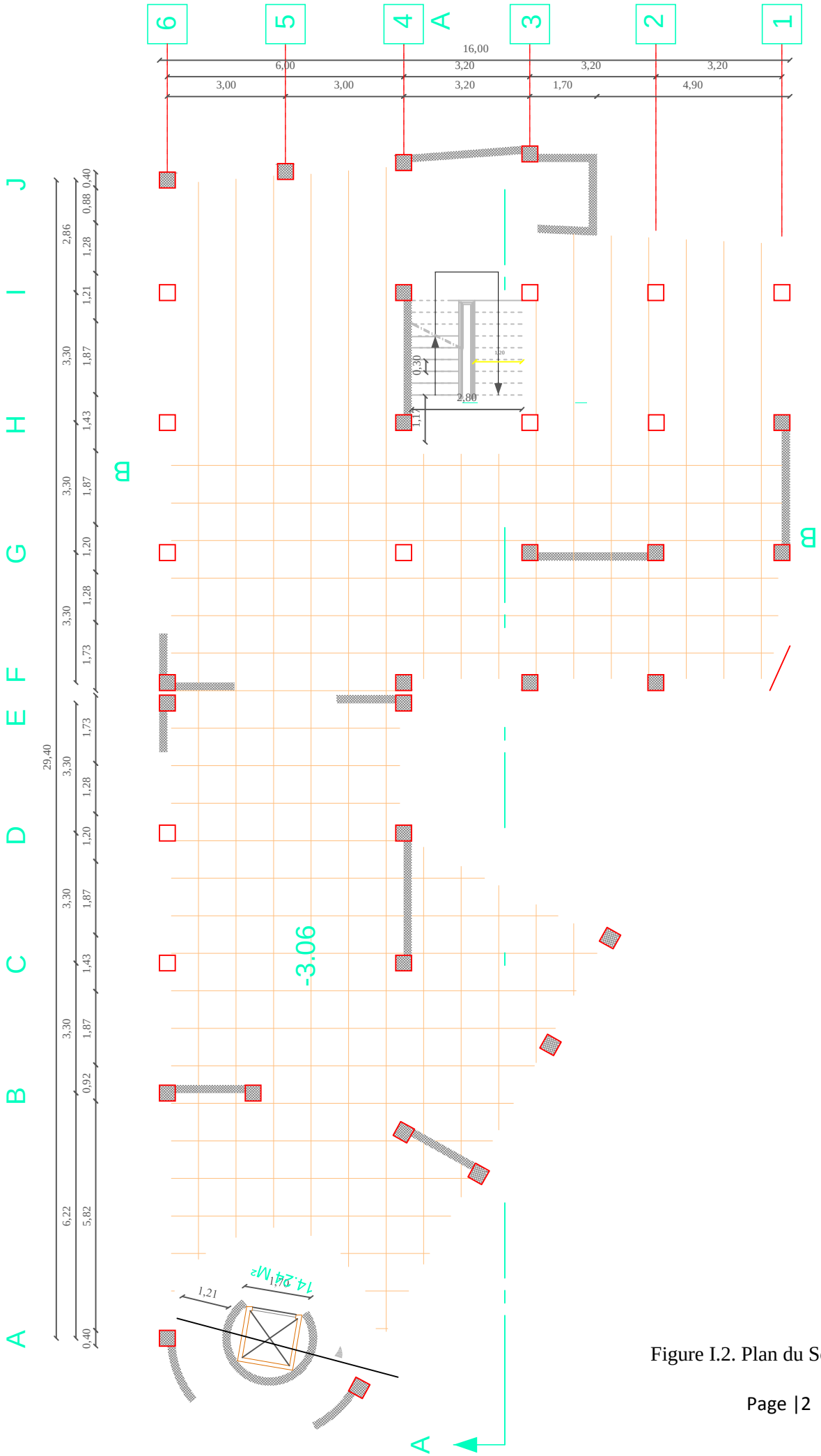


Figure I.2. Plan du Sous-sol

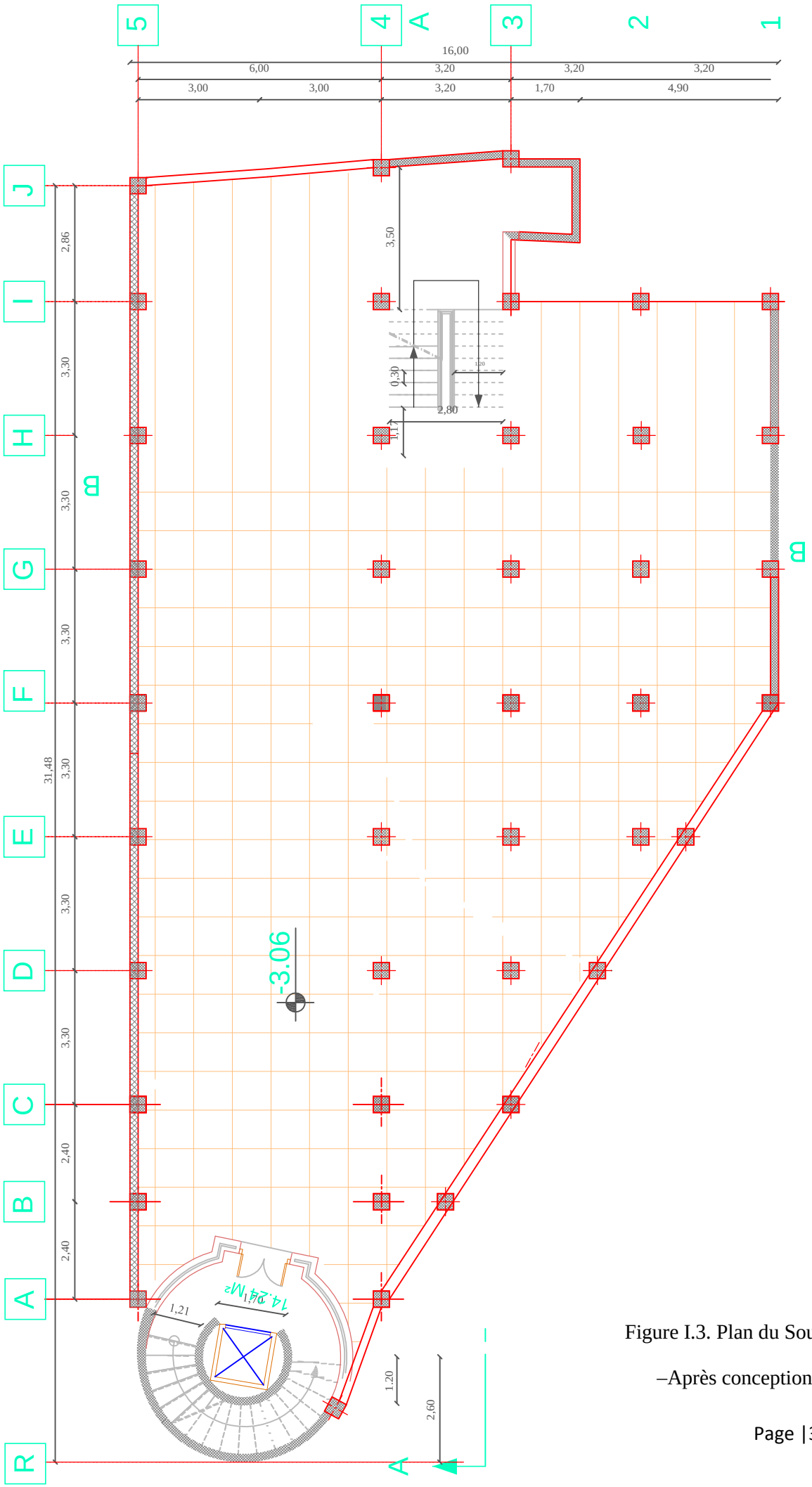


Figure I.3. Plan du Sous-sol

–Après conception–

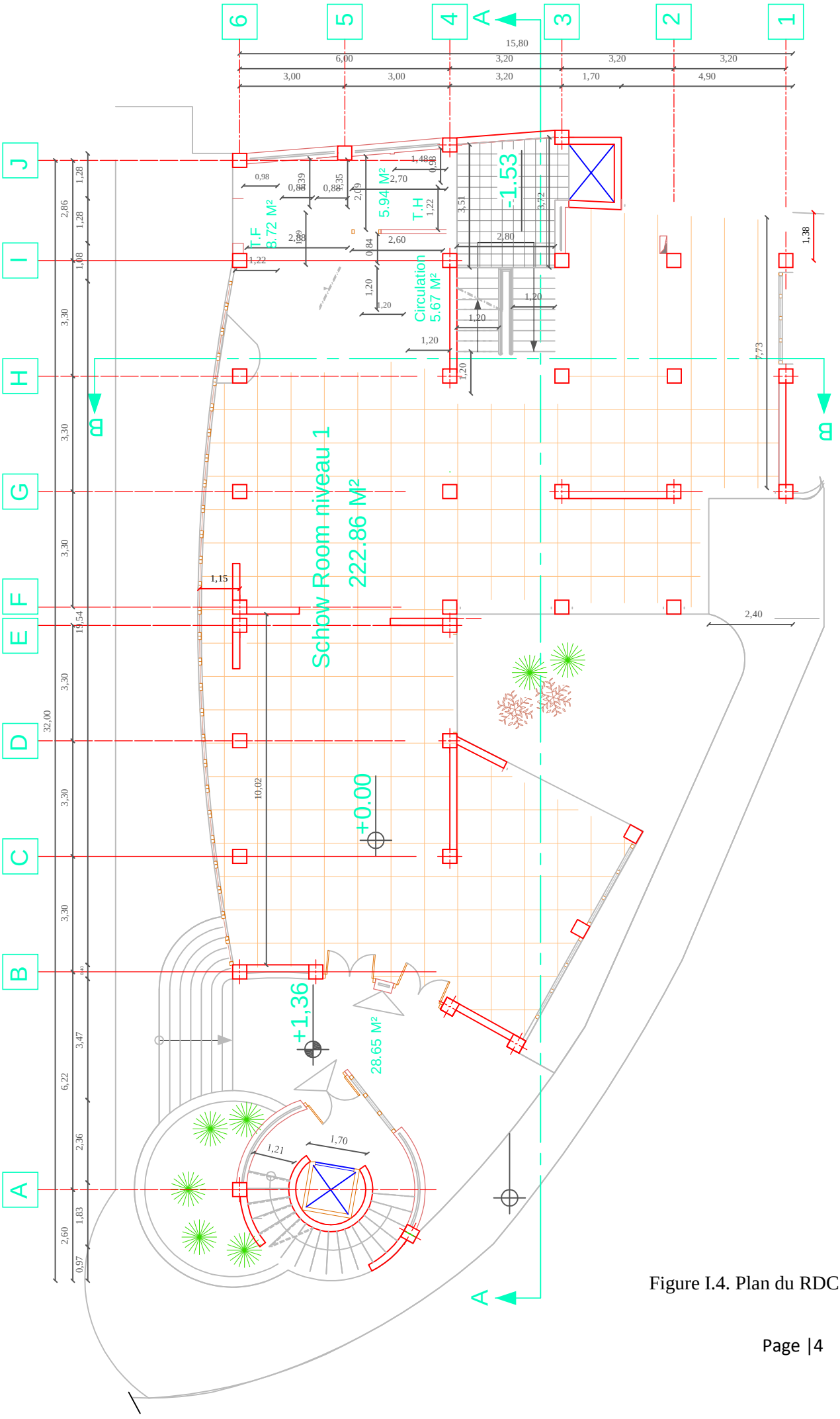


Figure I.4. Plan du RDC

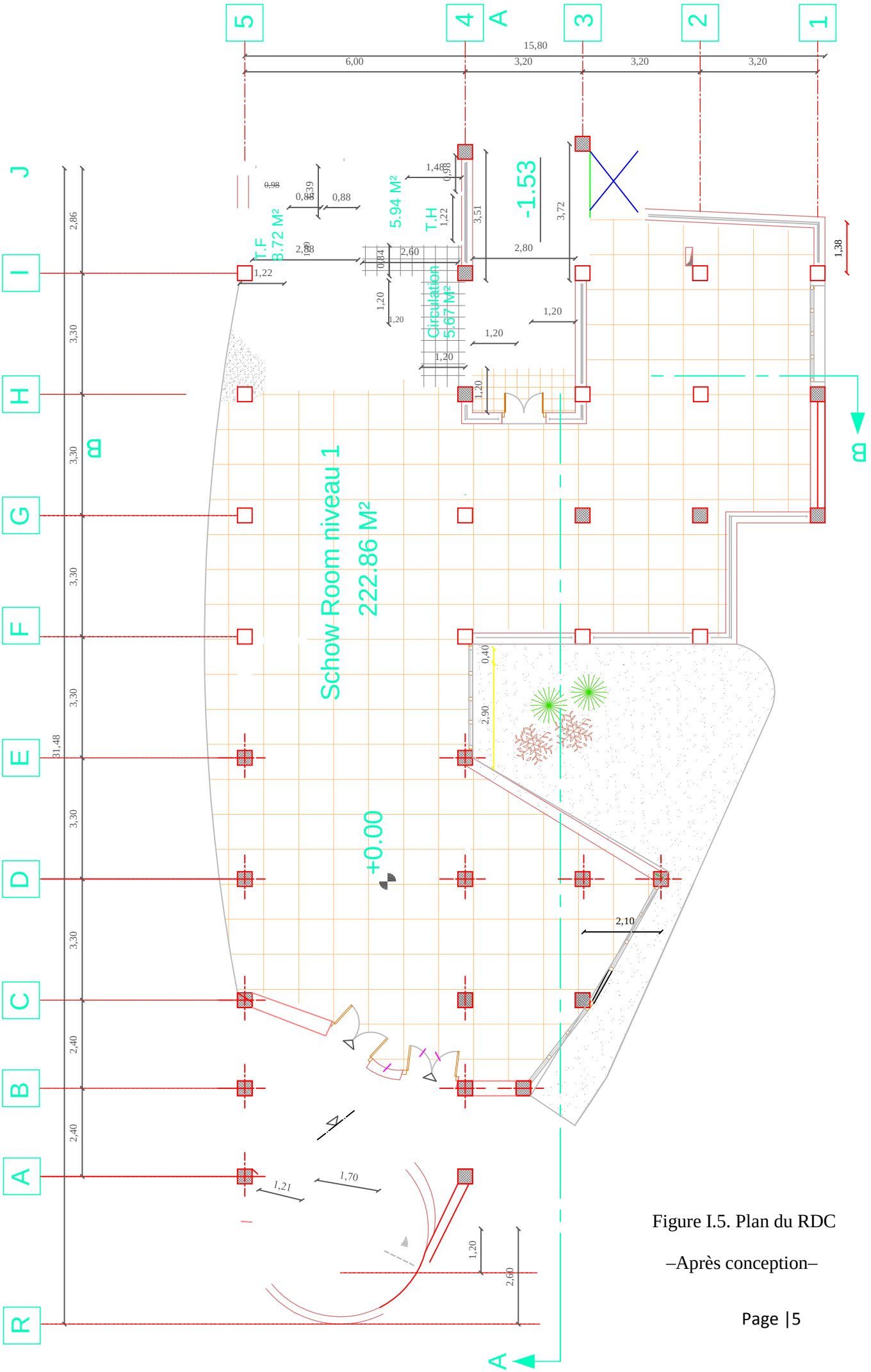


Figure I.5. Plan du RDC

–Après conception–

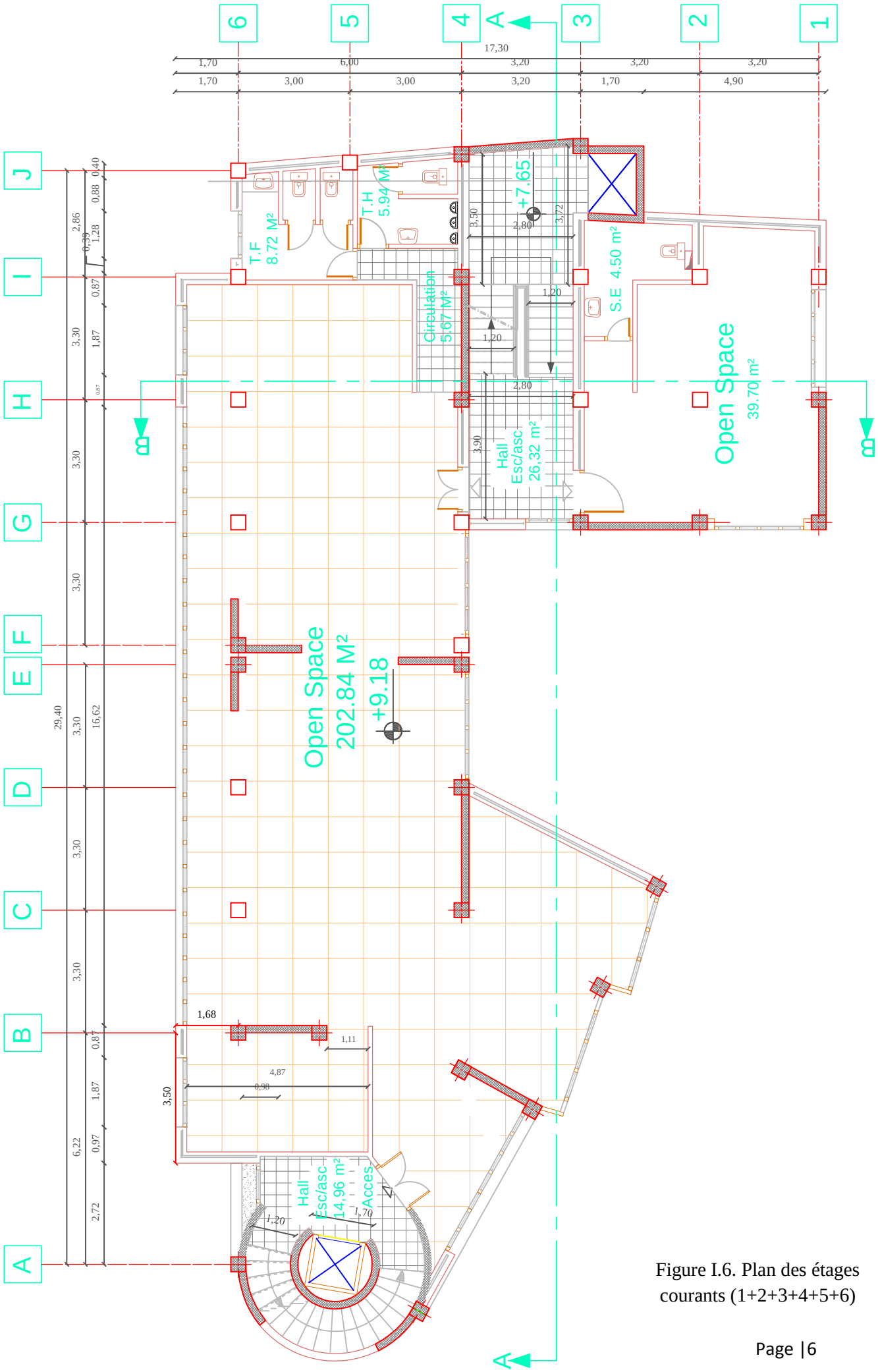


Figure I.6. Plan des étages courants (1+2+3+4+5+6)

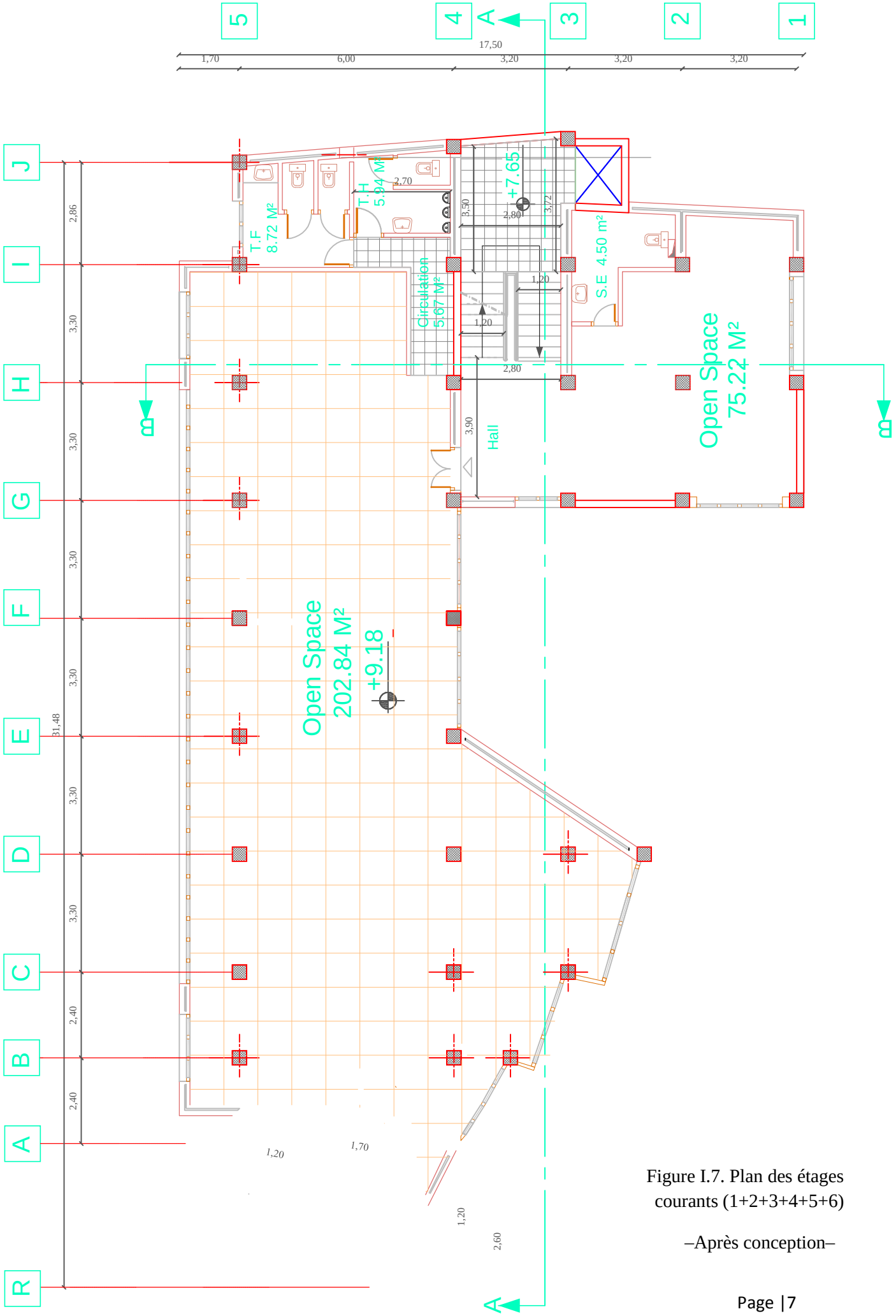


Figure I.7. Plan des étages courants (1+2+3+4+5+6)

–Après conception–

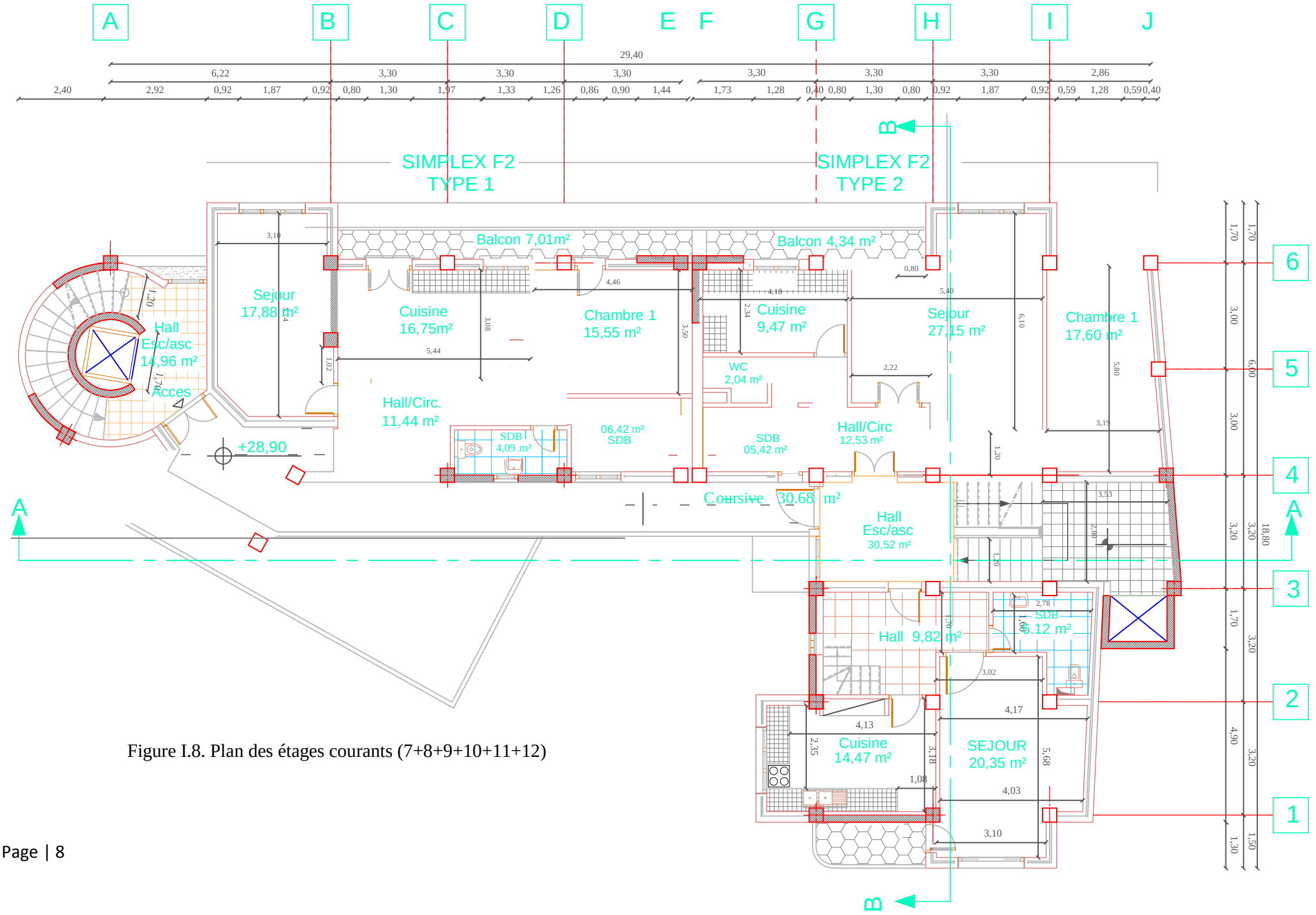


Figure I.8. Plan des étages courants (7+8+9+10+11+12)

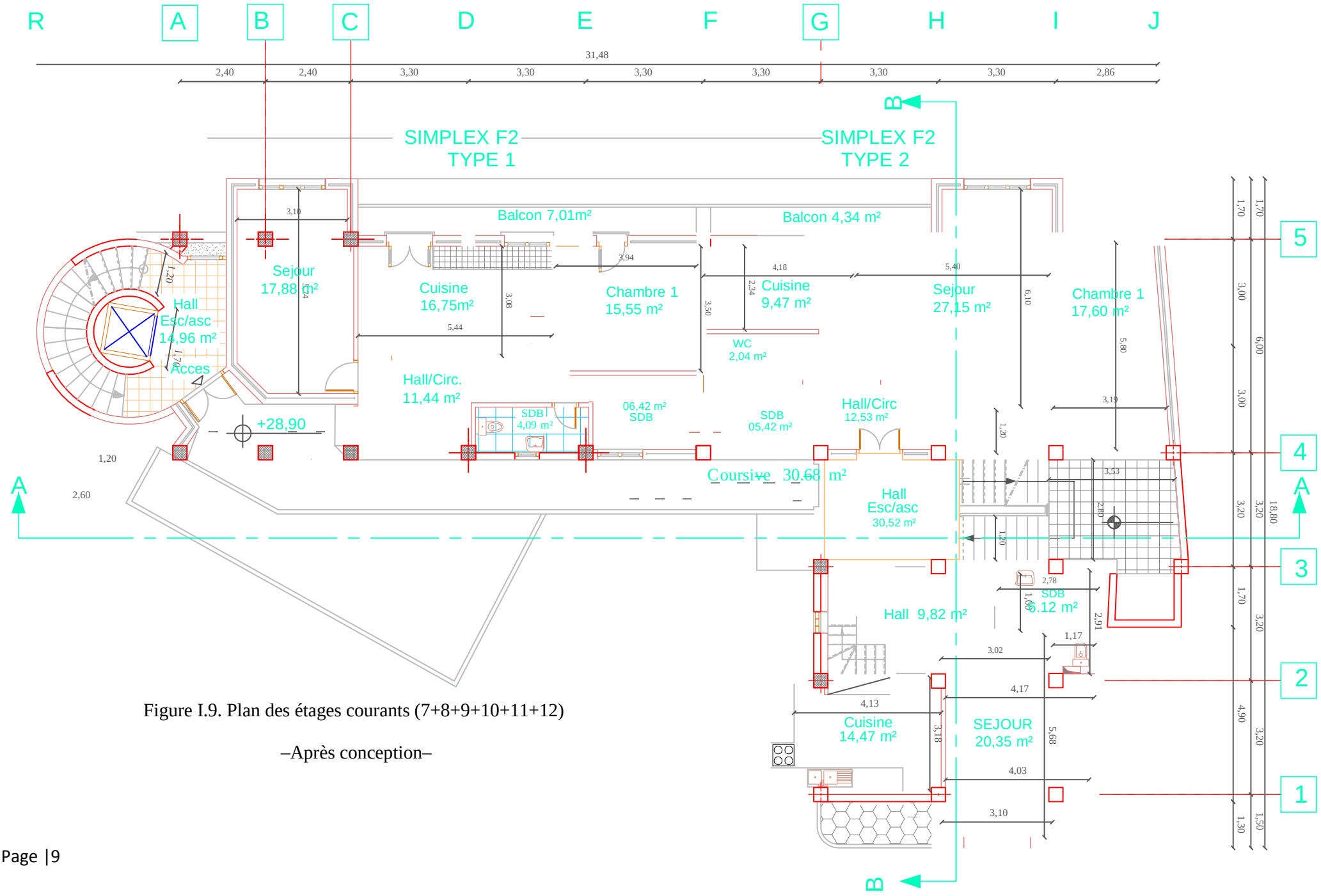


Figure I.9. Plan des étages courants (7+8+9+10+11+12)

–Après conception–

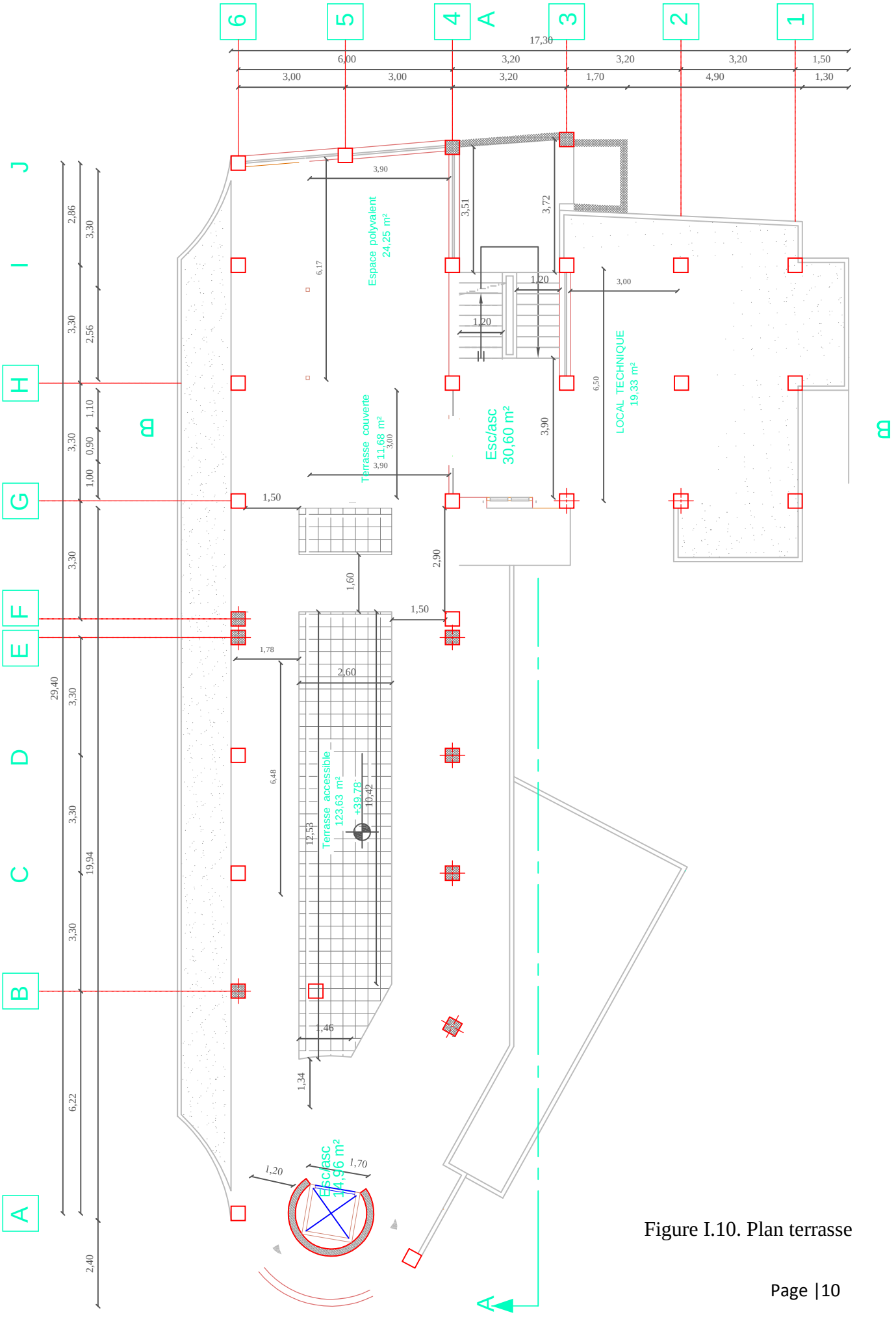


Figure I.10. Plan terrasse

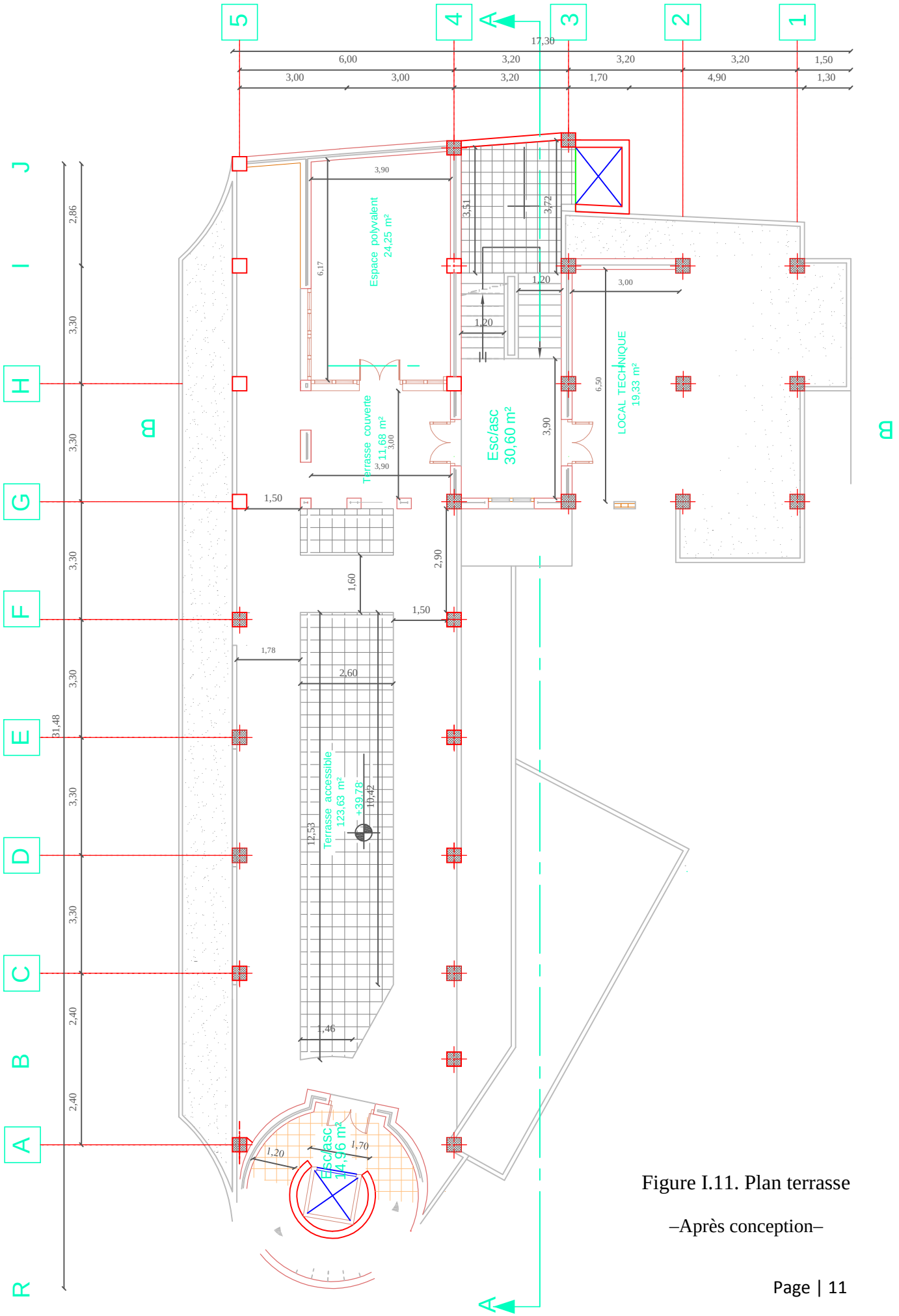


Figure I.11. Plan terrasse

–Après conception–

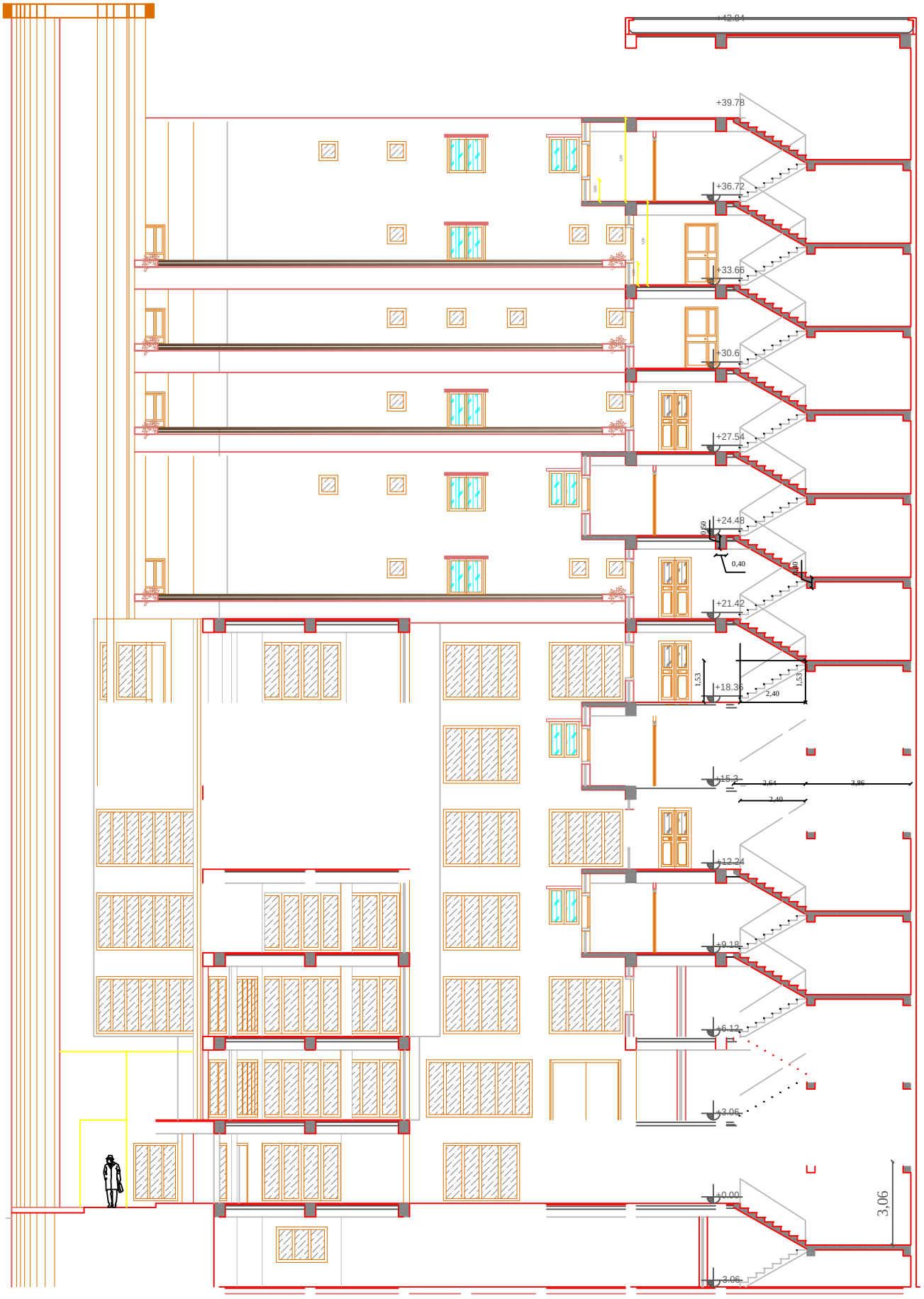


Figure I.12. Coupe A-A

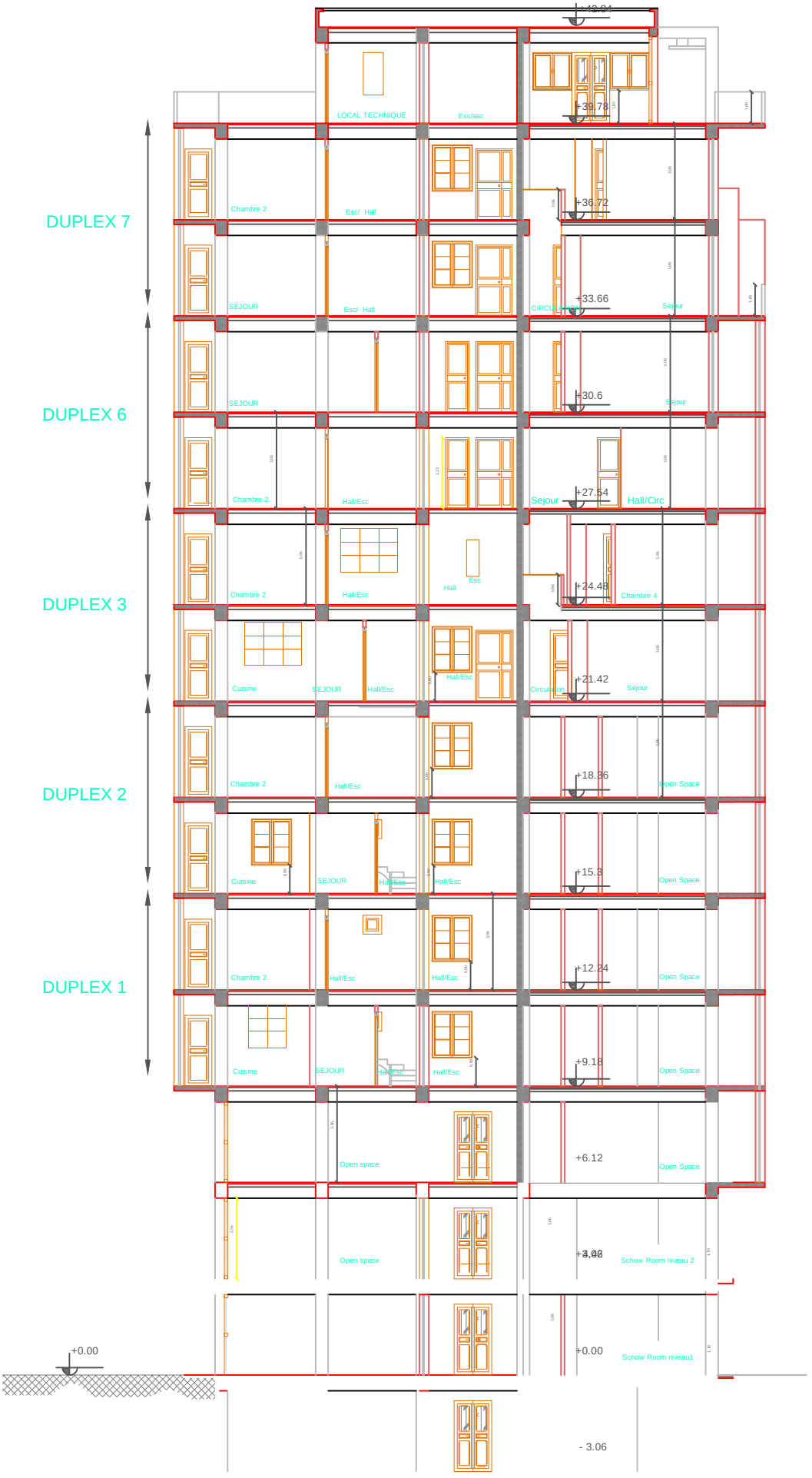


Figure I.13. Coupe B-B

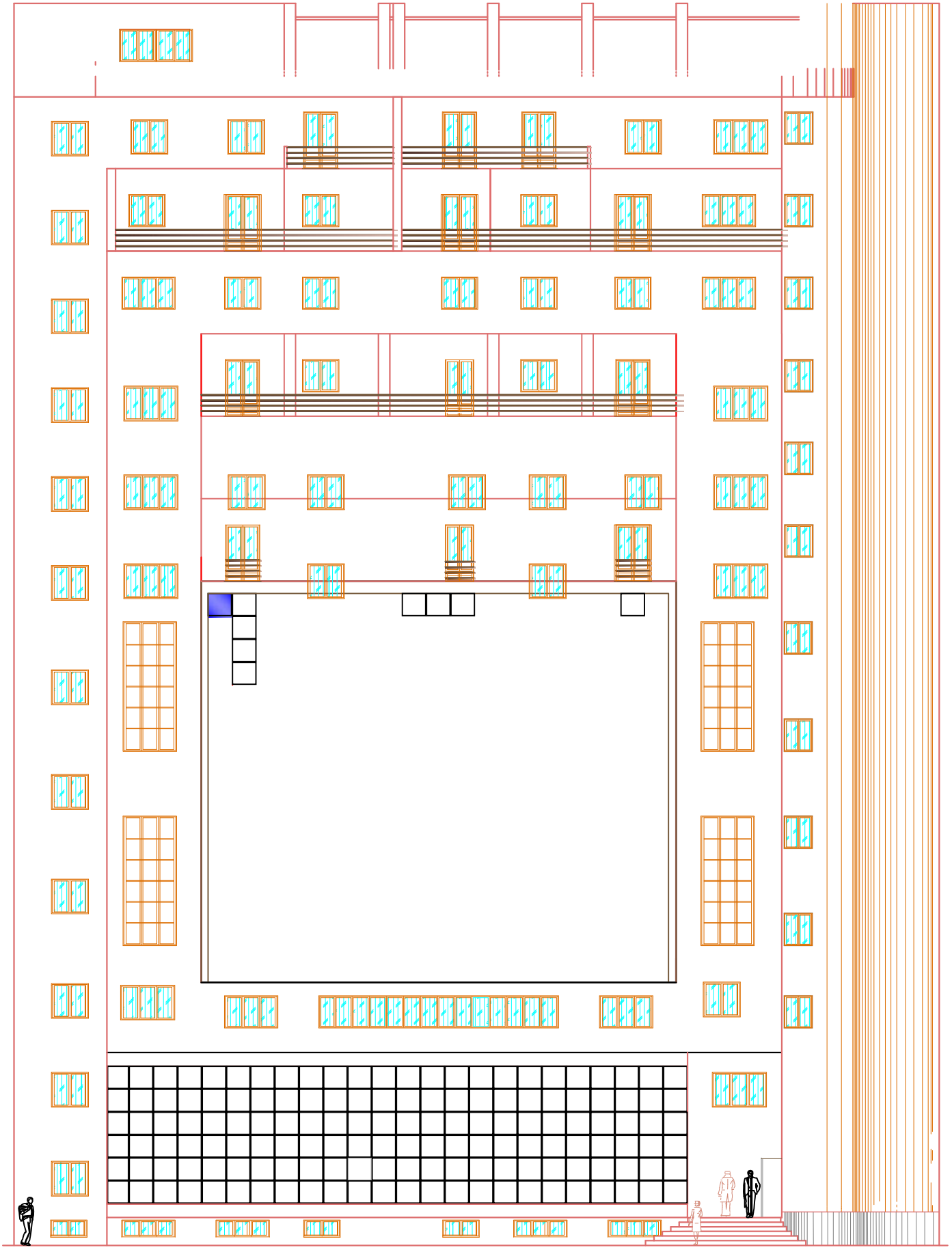


Figure I.14. Façade principale

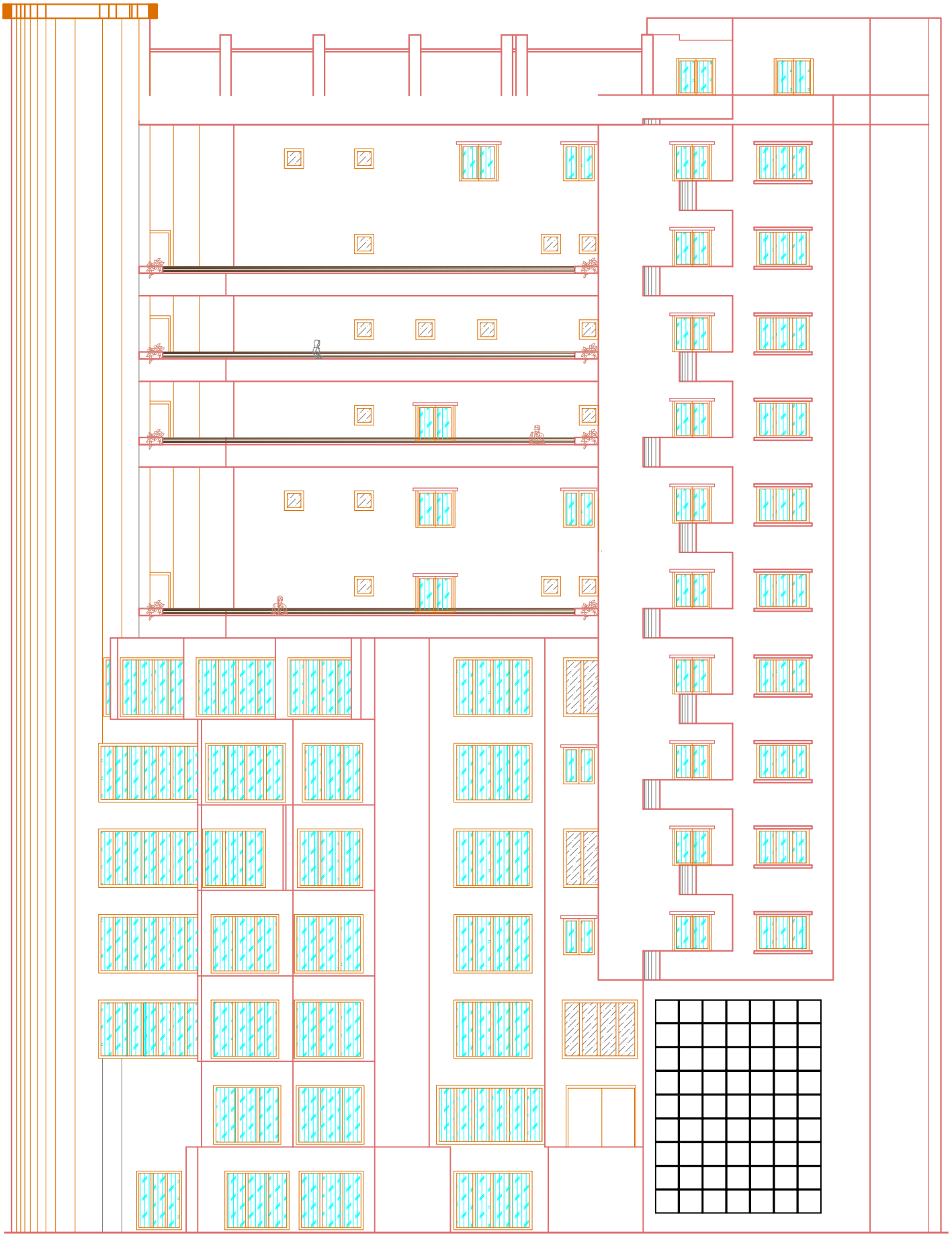


Figure I.15. Façade postérieure

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude est un calcule d'un Tour d'affaire en RDC+13+Sous-Sol, à usage multiple (commerce et habitation), L'ouvrage sera implanté à Médéa classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIb).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de béton armé « **CBA 93**».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR**».
- Le règlement parasismique « **RPA99version2003**».

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Tableau I.1. Dimensions du bloc

Dimensions en plan	Dimensions en élévation	
Longueur : 32,00m Largeur: 18,80m	Hauteur de Sous-Sol Hauteur de RDC Hauteur de l'étage courant Hauteur total du batiment	h_s = 3.06m h_r = 3.06m h = 3.06m h_t =45.90m

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépassé 11m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.3.2. 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:

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

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm 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.3.6. Escaliers :

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

Pour notre cas, on a 05 types d'escaliers :

- Escalier droite à deux volées.

- Escalier droite à trois volées.

- Escalier balances.

- Escalier à deux volées perpendiculaires.

- Escalier hélicoïdal.

I.3.7. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

I.3.8. 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.3.9. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiqué sur la façade d'un bâtiment.

I.3.10. 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 support de la structure.

I.4. 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.4.1. 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.4.1.a. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

I.4.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2.Béton armé :

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

I.4.2.a. Résistance du béton :

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

I.4.2.b. Résistance caractéristique à la compression : [Art A.2.1.1.1] (2)

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (φ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83\,j}\right) f_{c28} \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1.4+0.95\,j}\right) f_{c28} \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1{,}10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.4.2.c. Résistance caractéristique à la traction : **[Art A.2.1.1.2]** (2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours désignée' f_{tj}' est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

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

I.4.2.d. Coefficient de poisson : υ

$$\upsilon = \frac{\Delta a / a}{\Delta l / l} = \frac{\text{allongement dans le sens transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

Δa : Flambement transversal ;

Δl : raccourcissement longitudinal ;

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- υ = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).
- υ = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS).

I.4.2.e. Module de déformation longitudinale : E_{ij}

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

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

Où :

f_{cj} : 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 égal à : $E_{vj} = E_{ij} / 3$ (en MPa).

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ **[Art A.2.1.2.2]**(2)

I.4.2.f. 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.4.3. Acier :

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

I.4.3.a. Type d'Acier :

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	T≥10	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

I.4.3.b 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.5. Principe de calcul du CBA 93 :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
- Equilibre statique
- La résistance de l'un des matériaux
- La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation.

I.5.1. AL'ELU :

I.5.1.a. Contrainte du béton en compression :[Art A.4.3.4.1](2)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{Pour les cas courants} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Pour les situations accidentales} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la combinaison d'action.

θ = 1 Lorsque la durée probable d'application de la combinaison D'actions considérées 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.

I.5.1.b Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par:

- Fissuration peu nuisible: $\tau_u \leq$ Min (0,2 ∫c28 / γ_b ; 5MPa)
- Fissuration préjudiciables ou très préjudiciable : $\tau_u \leq$ Min (0,15 ∫c28 / γ_b ; 4MPa)

I.5.1.c. Contrainte limite de l'acier *:* [Art A.2.2.2] (2)

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante :$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité. ; - γ_s= 1,15 sollicitation durable.

- γ_s= 1 sollicitation accidentel.

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

I.5.2. A L'ELS :

I.5.2.a. ELS de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à :$\bar{\sigma}_{bc}$ =0.6 f_{cj}

I.5.2.b. ELS de contrainte limite de l'acier : [Art A.4.5.3.3] (2)

- fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

- fissuration est préjudiciable :

$\overline{\sigma}_s$ = Min (2/3 *f*e ; 110$\sqrt{\eta \, . \, f_{tj}}$) ($\overline{\sigma}_s$ en MPa).

- fissuration est très préjudiciable :

$\overline{\sigma}_s$= Min (1/2 *f*e ; 90$\sqrt{\eta \, . \, f_{tj}}$) ($\overline{\sigma}_s$ en MPa).

Avec : **η** : Coefficient numérique des armatures :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour les armatures àhaute adhérence} \\ \eta = 1.3 & \text{Pour les cas des fils de diamétres inférieur à 6mm} \end{cases}$$

I.6. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 0,6+0,06 f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

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

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

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

σ_{bc} = 15 MPa

*f*eE400, *f*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*f*eE235, *f*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

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 la 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. Pré-dimensionnement des planchers:

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

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes:

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \end{cases} \qquad (h_t = d + e)$$

Avec : L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

d : hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : $L_{max} = 330$ cm :

$330 / 25 = 13.2\text{cm} \leq h_t \leq 330 / 20 = 16.5\text{cm}$

$h_t \geq 330 / 22.5 = 14.67cm$ Donc : **h_t= 20 cm**

On prend donc : h_t= 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :

$h_t = (d+e)$ ⟷ ht = (16+4) avec : d=16cm et e=4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq 16cm$

On a : $h_t = 20cm \geq 16cm$ …….. CV

II.2.2. Dalle pleine *:*

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e_P \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e_P : épaisseur de la dalle.

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

Pour le cas de notre structure, on a : L_x = 3m.

$\frac{300}{45} = 6.67cm \leq$ **ep** $\leq \frac{300}{40} = 7.5cm$

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**.

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

II.3.A. Charges permanentes :

III.3.A.1. Plancher à corps creux :

II.3.A.1.1. Plancher terrasse inaccessible:

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,8
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**6,5**

II.3.A.1.2. Plancher courant:

Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+4)	0,16+0,4	-	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison légères	0,1	-	1,62
TOTAL				**6,00**

II.3.A.2. Plancher à dalles plaines :

II.3.A.2.1 Plancher Terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**7.45**

II.3.A.2.2. Planchers étages courants :

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Murs doubles cloison	0,1	-	2.52
TOTAL				**7.81**

II.3.A.3. Maçonnerie :

II.3.A.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.5. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.3.A.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.6. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3.B. Charges d'exploitation :

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étages du structure

Niveau	Usage	Q (KN/m^2)
Terrasse	Inaccessible	**1**
12^e Etage	Accessible	**1.5**
(11+10+9+8+7) Etages	Habitation	**1.5**
(6+5+4+3+2+1+RDC+S-S) Etages	Commerce	**5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec : L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

Avec :

f_{adm} = 0.5+ L (cm) / 1000 si L > 5m

f_{adm} = L (cm) / 500 si L ≤ 5m

$f\max = \frac{5\,P\,L\,\hat{}\,4}{384\,E\,I\,b}$ Pour la charge repartie

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

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité $\left(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}\right)$

Nous choisissons :

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

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :

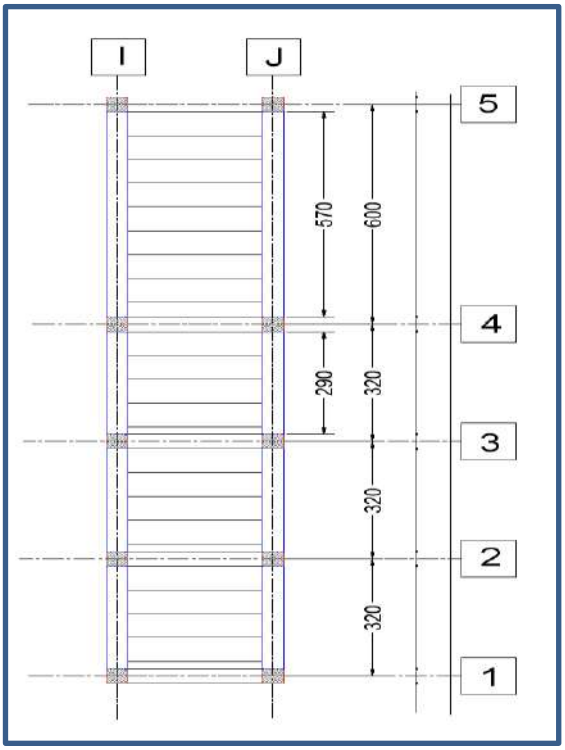


Figure II.1. Dimensionnement de la poutre principale

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres principales

	Axes (5-4)	Axes (4-3)
Règles de CBA 93 $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ $0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$	L_{max} = 570cm 38cm ≤ h ≤ 57cm on adopte : **h = 40 cm** 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte : **b = 30cm**	L_{max} = 290cm 19.33cm ≤ h ≤ 29cm on adopte : **h = 30cm** 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$	h =40cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$	h =30cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
	conditions vérifiées	conditions vérifiées
Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.70175 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.10344 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres principales suivantes :

- Axes (6-4) : (30x40) cm^2 **b=30cm, h=40cm.**
- Axes (4-3) : (30x30) cm^2 **b=30cm, h=30cm**.

❖ **Vérification de la flèche selon BAEL91 :** $f_{max} \leq f_{adm}$

Avec : f_{adm} = 0.5+ L (cm) / 1000 si L > 5m

f_{adm} = L (cm) / 500 si L ≤ 5m

$f_{max} = \frac{5\ P\ L\ \hat{}4}{384\ E\ I\ b}$ Pour la charge repartie.

E : Module de déformation longitudinale. $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (E=32164.2 MPa)

I_b : Moment d'inertie $I_b = bh^3 / 12$

P : est le poids total supporté par nos éléments.

$P = G_{poutre} + G_{plancher} + Q_{plancher}$

$G_{poutres} = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3$ KN/ml

$G_{plancher} = 6.5 \times 3 = 19.5$ KN/ml

$Q_{plancher} = 1.5 \times 3.3 = 4.95$ KN/ml

P = 3 + 19.5 + 4.95 **P=27.45KN/ml**

- **PP I (30x40) :** f_{adm} = 0.55+ 5700 / 1000 f_{adm} = 10.7mm

$f_{max} = [5/384]x27.45x((5700)^4 / 32164.2 \times 1.6x10^9)$ f_{max} =7.33mm

- **PP II (30x30) :** f_{adm} = 2900 / 500 f_{adm} = 5.8mm

$f_{max} = [5/384]x26.55x((2900)^4 / 32164.2 \times 6.75x10^8)$ f_{max} =1.13mm

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.9. Vérification de la flèche du plancher terrasse inaccessible

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max}	f_{adm}	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PP I (30x40)	27.45	5700	1600000000	32164.2	7.33	10.7	vérifiée
PP II (30x30)	27.292	2900	675000000	32164.2	1.13	5.8	vérifiée

❖ **Plancher courant d'habitation:**

Tableau II.10. Vérification de la flèche de plancher courant d'habitation.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max} (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PP I (30x40)	25.95	5700	1600000000	32164.2	6.93	10.7	vérifiée
PP II (30x30)	24.45	2900	675000000	32164.2	1.03	5.8	vérifiée

❖ **Plancher courant commerce :**

Tableau II.11. Vérification de la flèche du plancher courant commerce.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max} (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PP I (30x40)	37.5	5700	1600000000	32164.2	10.01	10.7	vérifiée
PP II (30x30)	35.65	2900	675000000	32164.2	1.51	5.8	vérifiée

Commentaire**:**

Dans le plancher courant commerce, la vérification de la flèche pour la poutre principale (30x40) est vérifiée ($\boldsymbol{f_{max}}$ = 10.01mm), mais elle est très proche de la valeur maximale de la flèche ($\boldsymbol{f_{adm}}$ = 10.7mm). Donc on ne peut pas prendre cette dimensionnement de poutre (30x40), en augmentera la section de la poutre principale.

On prendre poutre principale (45x30). Et on doit vérifier la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

Tableau II.12. Vérification de la flèche du plancher courant commerce.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max}	f_{adm}	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PP I (30x45)	37.875	5700	2278125000	32164.2	7.10	10.7	vérifiée

Conclusion :

D'après la vérification de la flèche, on prendre les sections de poutres principales finales suivantes :

✓ Axes (5-4) : (30x45) cm^2 **b=30cm, h=45cm**.

II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

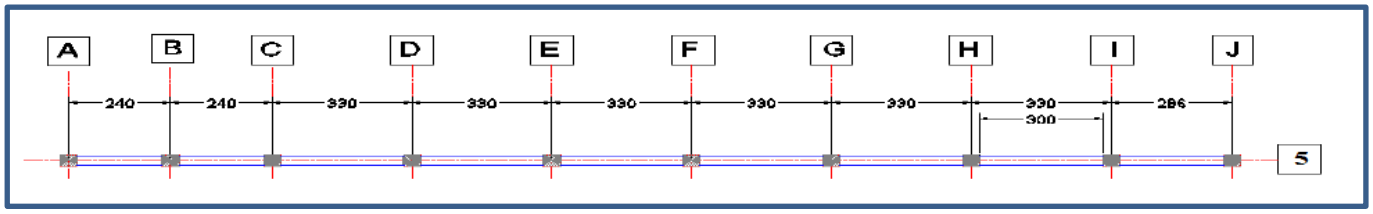


Figure II.2. Dimensionnement de la poutre secondaire.

Tableau II.13. Pré dimensionnement des poutres secondaires

	Axes (H – I)
Règles de CBA 93 $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ $0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$	L_{max} = 300cm 20cm ≤ h ≤ 30cm on adopte : **h = 30 cm** 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm. b ≥ 20cm. h / b ≤ 4.	h =30cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=30/30=1 ≤ 4
	conditions vérifiées
Condition de rigidité ($h/L_{max} \geq 1/16$)	h/L_{max} = 0.1 1/16 = 0.0625 h/L_{max} = 0.1 ≥ 1/16=0.0625
	condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres secondaires suivantes :

- Axes (H-I) : (30x30) cm^2 **b=30cm, h=30cm**.

❖ **Vérification de la flèche selon BAEL91 :** $f_{max} \leq f_{adm}$

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.14. Vérification de la flèche du plancher terrasse inaccessible.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max}	f_{adm}	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PS (30x30)	28.14	3000	675000000	32164.2	1.37	6	vérifiée

❖ **Plancher courant d'habitation:**

Tableau II.15. Vérification de la flèche de plancher courant commerce.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max}	f_{adm}	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PS (30x30)	25.2	3000	675000000	32164.2	1.79	6	vérifiée

❖ **Plancher courant commerce :**

Tableau II.16. Vérification de la flèche du plancher courant d'habitation.

Elément	P (KN/ml)	L_{max} (mm)	I_b (mm^4)	E (MPa)	f_{max}	f_{adm}	Vérification $f_{max} \leq f_{adm}$
PS (30x30)	36.75	3000	675000000	32164.2	1.79	6	vérifiée

Conclusion :

D'après la vérification de la flèche, on prendre les sections de poutres secondaires finales suivantes :

✓ Axes (H-I) : (30x30) cm^2 **b=30cm, h=30cm**.

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.

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :

(Nu=1,35G+1,5Q),

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. **[Art B.8.1.1]** (2)

Donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

II.5.1. Etapes 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 7.4.1]** (1)

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$ **(Zone IIb)**

Selon le CBA93 (B.8.4.1) on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

$$N_u \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

- **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- γ_b**=1.5**, γ_s **=1.15** } coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28}=25MPa, f_e = 400MPa } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

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

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- L0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : $L_f = 0.7 * L_0$. $L_0 = 3.06$m Donc : **$L_f = 2.142$m**

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent 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 **(55×55) cm²** pour le Sous-Sol, RDC, 1er, 2éme, 3 éme, et le 4éme, étage.
- Une section de **(45×45) cm²** pour le 5éme, 6éme, 7éme, 8éme, 9éme et le 10éme étage.
- Une section de **(35×35) cm²** pour le 11éme, 12éme et le 13éme étage.

Tableau II.17. Calcul de l'effort N_{adm}

Etages	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	i	Λ	A	A_s (cm^2)	N_{adm}
13, 12,11	35x35 a=35cm b=35cm	1089	3.06	2.142	0.101	21.2	0.792	1225	1630.722
10,9, 8,7, 6,5	45x45 a=45cm b=45cm	1849	3.06	2.142	0.130	16.48	0.814	2025	2844.082
4,3, 2,1, RDC S-S	55x55 a=55cm b=55cm	2809	3.06	2.142	0.159	13.49	0.825	3025	4380.829

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (H - 4) :

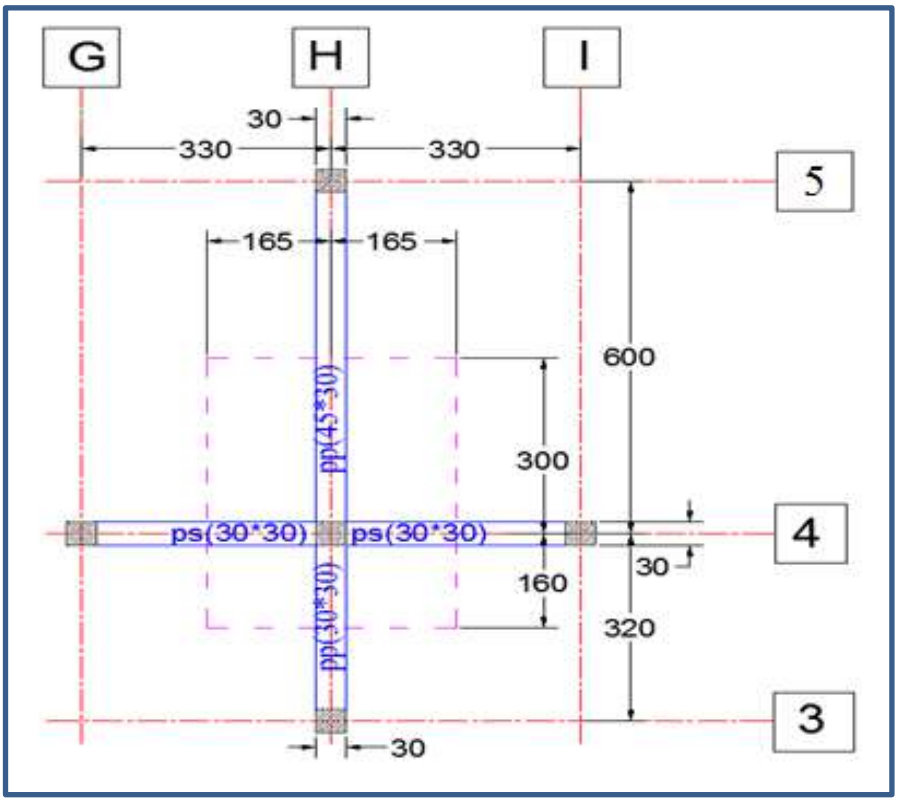


Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (H-4)

- ✓ La surface du plancher supporter par le poteau : St

$S_t = (1.65 + 1.65) * (3 + 1.6)$ **$S_t = 15.18 m^2$**

- ✓ La surface complète : S_p

$S_p = (1.65 + 1.65 - 0.3) * (3 + 1.6 - 0.3)$ **$S_p = 12.9\ m^2$**

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

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.5.a Surcharges 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 chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

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

On utilise le $\frac{3+n}{2\,n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

$Q_{total} = Q \times S_t = 1 \times 15.18$ …… $\mathbf{Q_{total} = 15.18\ KN}$

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

12^{eme} : Q_0+Q_1 ;

$11^{éme}$: $Q_0+0.95*(Q_1 + Q_2)$;

$10^{éme}$: $Q_0+0.90*(Q_1 + Q_2+ Q_3)$;

$9^{éme}$: $Q_0+0.85*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4)$;

$8^{éme}$: $Q_0+0.80*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$;

$7^{éme}$: $Q_0+0.75*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$;

$6^{éme}$: $Q_0+0.714*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)$;

$5^{éme}$: $Q_0+0.688*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8)$;

$4^{éme}$: $Q_0+0.667*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9)$;

$3^{éme}$: $Q_0+0.650*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q10)$;

$2^{éme}$: $Q_0+0.636*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$;

1^{er} : $Q_0+0.625*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$;

RDC: $Q_0+0.615*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$;

S-S : $Q_0+0.607*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7++Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14})$.

Tableau II.18. Détermination des charges d'exploitations

Etage	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
13em	1	15,18	Q_0	15,18	/	15,180
12em	1,5		Q_1	22,77	1	37,950
11em	1,5		Q_2	22,77	0,95	58,443
10em	1,5		Q_3	22,77	0,90	76,659
9em	1,5		Q_4	22,77	0,85	92,598
8em	1,5		Q_5	22,77	0,80	106,260
7em	1,5		Q_6	22,77	0,75	117,645
6em	1,5		Q_7	22,77	0,714	128,984
5em	5		Q_8	75,9	0,688	176,942
4em	5		Q_9	75,9	0,667	222,640
3em	5		Q_{10}	75,9	0,650	266,789
2em	5		Q_{11}	75,9	0,636	309,810
1er	5		Q_{12}	75,9	0,625	351,986
RDC	5		Q_{13}	75,9	0,615	393,512
S sol	5		Q_{14}	75,9	0,607	434,528

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

- **Plancher Terrasse (13^{éme} étage) :**

$$G_{total} = G_{poutre\ principale} + G_{poutre\ secondaire} + G_{poteau} + G_{plancher}$$

$G_{poutre\ principale}$ = 25 x (0.3 x 0.4 x 2.825 +0.3 x 0.3 x 1.425) = 11.681KN

$G_{poutre\ secondaire}$ = 25 x (0.3 x 0.3 x 1.475 + 0.3 x 0.3 x 1.475) = 6.638KN

G_{poteau} = 25 x 0.35 x 0.35 x 3.06 = 9.371 KN

$G_{plancher}$ = G x S_p = 6.5 x 12.9 = 83.85KN

G_{total} = 11.681 + 6.638 + 9.371 + 83.85 **G_{total} = 111.54 KN**

N_{ultime} = 1.35 x G_{total} + 1.5 x Q_{total}

N_{ultime} = 1.35 x 111.54 + 1.5 x 15.18 N_{ultime} = 173.349 KN

N_u = 1.1 x N_{ultime} = 1.1 x 173.349 N_u = 190.684 KN

Tableau II.19. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

/	Eléments	G (KN)	G (KN)	G cum (KN)	Q cum (KN)	Nu	1,1Nu	Nu	1,1Nu<Nu
13	PP	11.68	111.54	11.54	15.18	173.35	190.68	1630.72	vérifiée
	Ps	6.64							
	Pt	9.37							
	Pl	83.85							
12	PP	11.68	117.73	229.27	37.95	366.44	403.09	1630.72	Vérifiée
	Ps	6.64							
	Pt	9.37							
	Pl	90.04							
11	PP	11.68	105.09	334.36	58.44	539.05	592.96	1630.72	Vérifiée
	Ps	6.64							
	Pt	9.37							
	Pl	77.4							
10	PP	11.42	110.72	445.08	76.66	715.85	787.44	2844.08	Vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
9	PP	11.42	110.72	555.81	92.6	889.24	978.16	2844.08	Vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
8	PP	11.42	110.72	666.53	106.26	1059.2	1165.13	2844.08	Vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
7	PP	11.42	110.72	777.25	117.65	1225.76	1348.33	2844.08	Vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
6	PP	11.42	110.72	887.97	128.98	1392.24	1531.47	2844.08	Vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
5	PP	12.46	111.76	999.47	176.94	1615.06	1776.56	2844.08	vérifiée
	Ps	6.41							
	Pt	15.49							
	Pl	77.4							
4	PP	12.18	118.91	1118.64	222.64	1844.13	2028.54	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							
3	PP	12.18	118.91	1237.55	266.79	2070.88	2277.96	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							
2	PP	12.18	118.91	1356.46	309.81	2295.93	2525.53	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							

1	PP	12.18	118.91	1475.37	351.99	2519.72	2771.69	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							
RDC	PP	12.18	118.91	1594.27	393.51	2742.54	3016.79	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							
S-S	PP	12.18	118.91	1713.18	434.53	2964.58	3261.04	4380.83	vérifiée
	Ps	6.19							
	Pt	23.14							
	Pl	77.4							

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

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \textbf{(Zone IIb)}$$

Tableau II.20. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003

Etages	Application des conditions	Vérification
13 +12 +11	Min (35,35) = 35cm $\geq$ 25cm Min (35,35) = 35cm $\geq \frac{306}{20}$ = 13.05cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
10 + 9+8 + 7 +6 + 5	Min (45,45) = 45cm $\geq$ 25cm Min (45,45) = 45cm $\geq \frac{306}{20}$ = 13.05cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
4 + 3 +2 + 1 +RDC + S-S	Min (55,55) = 55cm $\geq$ 25cm Min (55,55) = 55cm $\geq$ 306/20= 13.05cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{55}{55} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

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

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

Tableau II.21. 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 ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq \max(b_1/h_1/2)$
13+ 12+ 11	30	35	35	vérifiée	2.5	17.5	vérifiée
10 + 9+ 8 + 7 + 6 + 5	30	45	45	vérifiée	7.5	22.5	vérifiée
4 + 3 + 2 + 1 + RDC + S-S	30	55	55	vérifiée	12.5	27.5	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles : **[Art 7.7.1]** (1)

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. 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, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

$h_e = 3{,}06 - 0.45 = 2.61$m.

$a \geq$ Max (15 cm ; he/25 ; he/22 ; he/20)

$a \geq$ Max (15 cm ; 10.44 cm ; 11.86 cm ; 13.05 cm)

$a \geq$ 15 cm

On adopta : 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 : 15cm
- ✓ Les poutres principales :
  - (30x45) cm : pour les étages à usage commercial (axe 5-4).
  - (30x40) cm : pour les étages à usage d'habitation (axe 5-4).
  - (30x30) cm : axes (4-1).
- ✓ Les poutres secondaires : (30x30) cm (axes J-A)
- ✓ Les poteaux :

  (35x35) : 13 + 12+ 11 étages

  (45x45) : 10+9+8+7+6+5 étages

  (55x55) : 4+3+2+1+RDC+S-S étages
- ✓ L'épaisseur du voile : 15 cm.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

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

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère;
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression);
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Les dalles plaines ;
- ✓ La dalle machine.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

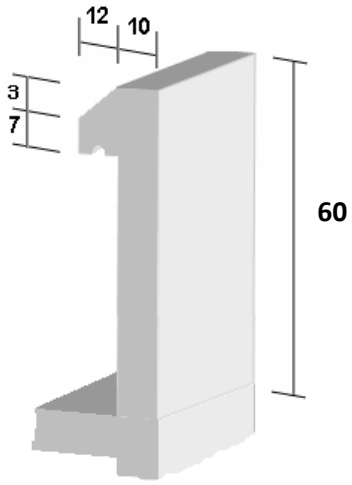


Figure III.1. L'acrotère

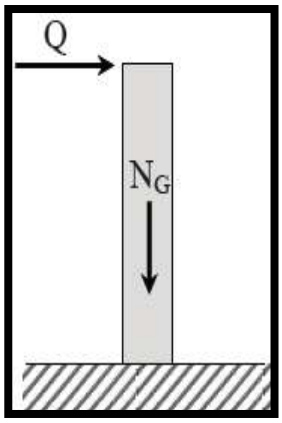


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

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

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

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère.

Poids propre G (KN)	
G= [(0.6 x 0.1) + (0.12 x 0.07)+ ((0.12 x 0.07)/2)] x25	G= 1.755KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)	
Q = 1 KN	

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	$M_u = 1,5\times Q\times h = 1,5\times 1\times 0,6$ **$M_u = 0.9$**	$M_{ser} = Q\times h = 1\times 0,6$ **$M_{ser} = 0.6$**
L'effort normal N_u (KN)	$N_u = 1,35\times G = 1,35\times 1.755$ **$N_u = 2.37$**	$N_{ser} = G$ **$N_{ser} = 1.755$**
L'effort tranchant T_u (KN)	$T_u = 1,5Q = 1,5\times 1$ **$T_u = 1.5$**	$T_{ser} = Q$ **$T_{ser} = 1$**

III.2.4. Calcul de ferraillage :

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

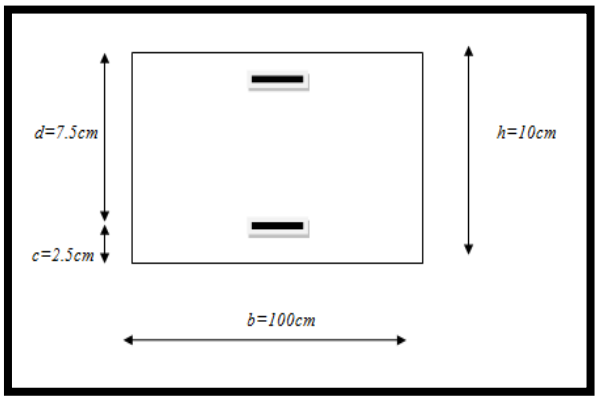


Figure III.3. Les dimensions de l'acrotère.

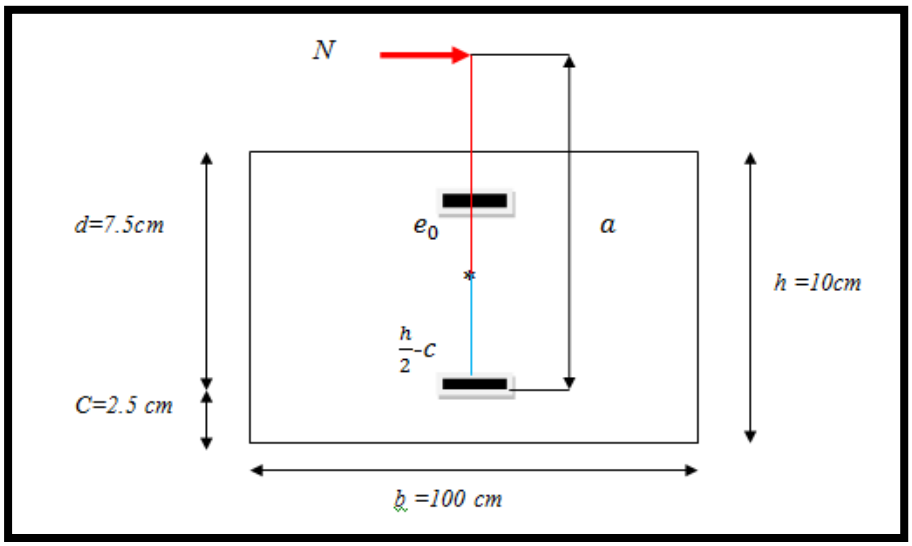


Figure.III.4. Section de Béton Armé a ELU.

Tableau III.3. Les données.

b=100cm	h=60cm	C_1=C_2 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s = 348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.6m	L_f=2L_0=1.2m

III.2.4.1. A'E.L.U :

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	e_0 (cm)	section	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	A rép choisis (cm^2)
0.9	2.37	37.97	SPC	0.012	0.3	1	4HA8=2.01	0.50	4HA8 =2.01

❖ **Espacement :**

$$S_t = 25cm \leq S_{min} = \min[3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm.$$

$$S_{rép} = 15\ cm \leq S_{min} = \min[4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm.$$

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

$\overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66\text{MPa}\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63\text{MPa}\right]$=201.63MPa

Tableau III.5. Vérification à l'ELS

M_s (KN.m)	N_s (KN)	e_0 (cm)	section	A (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
0.6	1.755	34.19	SPC	2.01	2.02	0.909	36.99	Vérifiée	Vérifiée

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9.0.075} \Rightarrow F = -11.83KN < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

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

Et: $\bar{\tau} = \min [0, 15 \frac{fc_{28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

D'où alors: $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa}$ …….…….. CV

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

III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: **$F = 4.A.C_p.W_p$.** **[Art.6.2.3]** (1)

Avec : A: coefficient d'accélération;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux RPA99 [groupe d'usage 1B, zone IIb]

C_p: facteur de force horizontal; C_p = 0.8 [RPA 99 page 43 tab. 6.1]

W_p: poids propre de l'élément : W_p= 1.755 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755$

F_p =1.404 KN < Q = 1.5kN…… **CV**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

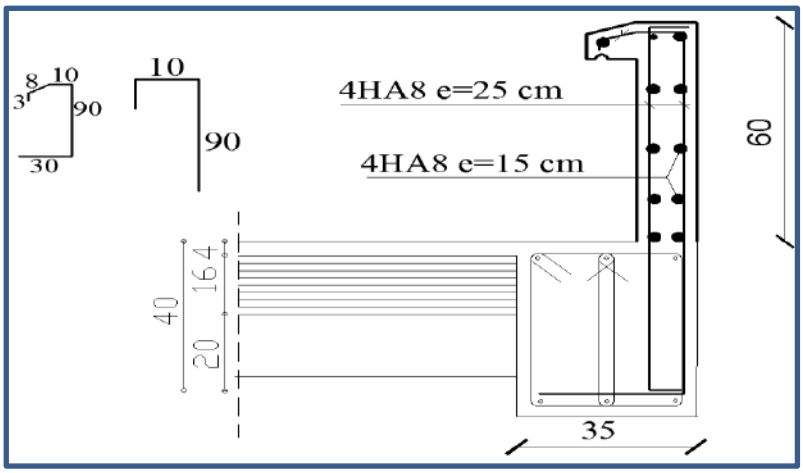


Figure III.5. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers :

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

• Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu 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, le calcul se fera pour deux éléments :

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

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

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante : $A_t \geq 0.02\ L \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e}$

Avec :

- L : Espacement entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).
- *f*e : Nuance de l'acier FeE520 (*f*e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

- ➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant : $A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 cm^2/ml$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

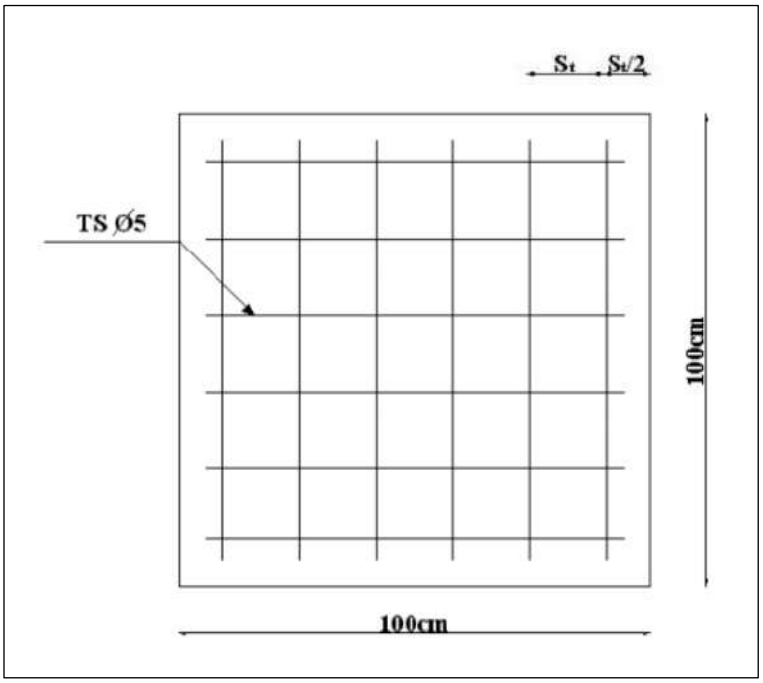


Figure III.6. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, 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 se fait en deux étapes :

Avant coulage.
Après coulage.

III.3.2.1. Calcul 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 (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.3.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation 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 0.5 L] = 0.5 L = 0.5 x 3.3 = 1.65 KN]	**1.65**

III.3.2.1.2. Calcul des moments à ELU :

$M_G = G \times L^2 / 8 = 0.77 \times (3.3)^2 / 8$ $M_G = 1.05$ KN.m

$M_Q = Q \times L / 4 = 1.65 \times 3.3 / 4$ $M_Q = 1.36$ KN.m

$M_U = 1.35\, M_G + 1.5\, M_Q$ **$M_U = 3.46$ KN.m**

$\mu = \frac{MU}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{3.46 \times 10\,6}{14.2 \times 20\,2 \times 120} = 5.08$

$\mu_l = 0.392$ (tableau)

$\mu = 5.08 > \mu_l = 0.392$ donc **A' ≠ 0**

Commentaire :

Cette valeur de **$\mu = 5.08$;** 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..

III.3.2.1.3. Calcul des étaiements :

$f_G = 5\, P\, L^4 / 384\, E\, I$

$f_Q = P\, L^3 / 48\, E\, I$ Donc : $f_T = f_G + f_Q$

E : Module de déformation longitudinale. $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (E=32164.2 MPa)

I_b : Moment d'inertie. $I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{14.4^3}{12}$ ($I_b = 64$ cm^4)

$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500}$ donc : $f_{adm} = 6.6$ mm

Tableau III .7. Calcul de nombre d'étaiement

N	G (KN/ml)	Q (KN)	L (mm)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
0	0.77	1.65	3300	57.76	60.01	117.8	6.6	C.N.V
1	0.77	1	1650	3.61	4.55	8.16	3.3	C.N.V
2	0.77	1	1100	0.71	1.35	2.06	2.2	C.V

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 2 étaiements le long de la travée espacée de 110 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Calcul après coulage :

Dans cette étape, La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te 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 surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.3.2.2.1. 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 du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq L_i / L_i + 1 \leq 1.25$

3- Dans les différentes travées en continuité.
4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.
5- La fissuration est peu nuisible.

III.3.2.2.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

--- Moment sur appuis :

- M = 0,2M0…… appuis de rive
- M = 0,6M0…… pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0…… pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0…… pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

  - $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

--- les efforts tranchants : $T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me + M\,w}{L}$

$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me + M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.3.2.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

Tableau III.8. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible 13	6.5 x 0.65 = 4.23	1x 0.65 = 0.65	6.69	4.88
E. courant d'habitation	6 x 0.65 = 3.9	1.5 x 0.65 = 0.98	6.74	4.88
E. courant commerce	**6 x 0.65 = 3.9**	**5 x 0.65 = 3.25**	**10.14**	**7.15**

On utilisé le cas le plus défavorable, Etage courant commerce.

III.3.2.2.4. Calcul des efforts internes :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 5KN/m^2 \leq$ Max [2 G = 2 x 6 = 12 KN/M^2 et 5 KN/m^2] = 12 KN/m^2 …….…….. CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées. ……. CV

- La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- $0.8 < L_i / L_{i+1} = 1 < 1.25$ ……..…… CV

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

On a 08 types des poutrelles :

Type 01 : (Poutrelles à 01 travée)

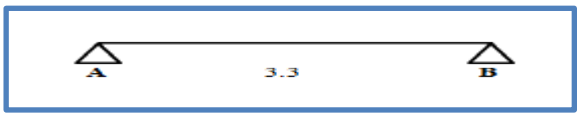


Figure III.7. Poutrelles à 01 travée

Type 02 : (Poutrelles à 02 travées)

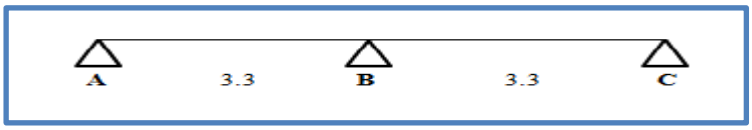


Figure III.8. Poutrelles à 02 travées

Type 03 : (Poutrelles à 03 travées)

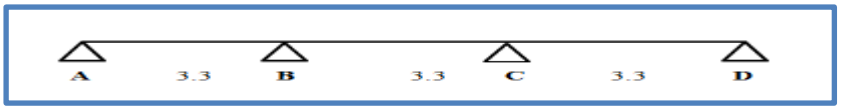


Figure III.9. Poutrelles à 03 travées

Type 04 : (Poutrelles à 04 travées)

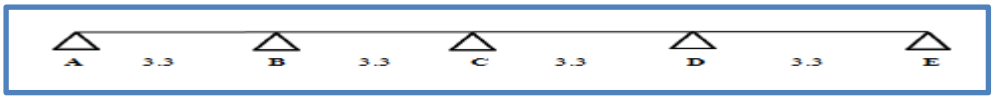


Figure III.10. Poutrelles à 04 travées

Type 05 : (Poutrelles à 05 travées)

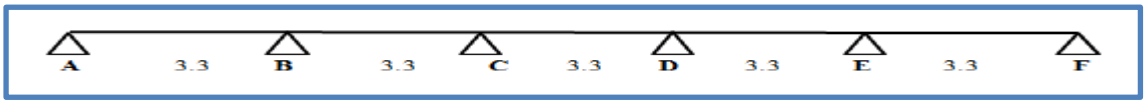


Figure III.11. Poutrelles à 05 travées

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELU)

Travée	Pu (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10,14	3,3	13,80	10,85	2,76	6,90	16,73	15,48	17,99
B-C	10,14	3,3	13,80	9,47	6,90	5,52	16,73	17,15	16,31
C-D	10,14	3,3	13,80	10,16	5,52	5,52	16,73	16,73	16,73
D-E	10,14	3,3	13,80	9,47	5,52	6,90	16,73	16,31	17,15
E-F	10,14	3,3	13,80	10,85	6,90	2,76	16,73	17,99	15,48

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS)

Travée	Ps (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
A-B	7,15	3,3	9,73	7,65	1,95	4,87
B-C	7,15	3,3	9,73	6,68	4,87	3,89
C-D	7,15	3,3	9,73	7,17	3,89	3,89
D-E	7,15	3,3	9,73	6,68	3,89	4,87
E-F	7,15	3,3	9,73	7,65	4,87	1,95

Type 06 : (Poutrelles à 02 travées)

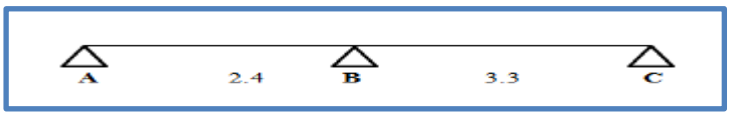


Figure III.12. Poutrelles à 02 travées

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 5KN/m^2 \leq$ Max [2 G = 2 x 6 = 12 KN/M^2 et 5 KN/m^2] = 12 KN/m^2 …….…….. CV
- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…… CV
- La fissuration est peu nuisible ……..... CV
- 0.8 < 2.4 / 3.3= 0.72 < 1.25 ……...……...…… CNV

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la méthode de Caquot.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU)

Travées	q_u (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10,14	2,4	2,4	7,30	1,46	10,41	1,36	8,44	-15,90
B-C	10,14	3,3	3,3	13,80	10,41	2,76	7,22	19,05	-14,41

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)

travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	7,15	2,4	2,4	5,15	1,03	7,34	0,96
B-C	7,15	3,3	3,3	9,73	7,34	1,95	5,09

Type 07 : (Poutrelles à 06 travées)

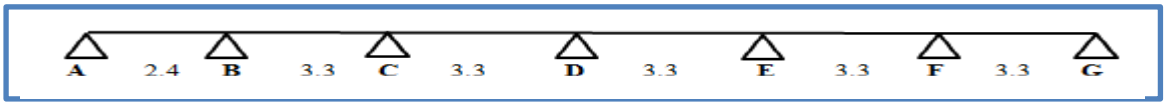


Figure III.13. Poutrelles à 06 travées

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 09 travées (ELU)

travées	q_u (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10,14	2,4	2,4	7,30	1,46	7,63	2,76	9,60	-14,74
B-C	10,14	3,3	2,64	13,80	7,63	8,31	5,83	16,52	-16,94
C-D	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
D-E	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
E-F	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	10,91	4,19	15,94	-17,52
F-G	10,14	3,3	3,3	13,80	10,91	2,76	6,97	19,20	-14,26

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS)

travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	7,15	2,4	2,4	5,15	1,03	5,38	1,94
B-C	7,15	3,3	2,64	9,73	5,38	5,86	4,11
C-D	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
D-E	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
E-F	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	7,69	2,95
F-G	7,15	3,3	3,3	9,73	7,69	1,95	4,91

Type 08 : Poutrelles à 09 travées

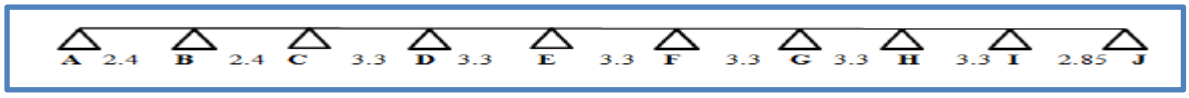


Figure III.14. Poutrelles à 09 travées

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 09 travées (ELU)

travées	q_u (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10,14	2,4	2,4	7,30	1,46	5,77	3,68	10,37	-13,96
B-C	10,14	2,4	1,92	7,30	5,77	6,67	1,08	11,80	-12,54
C-D	10,14	3,3	2,64	13,80	6,67	8,31	6,31	16,23	-17,23
D-E	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
E-F	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
F-G	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
G-H	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	8,31	5,49	16,73	-16,73
H-I	10,14	3,3	2,64	13,80	8,31	9,03	5,13	16,51	-16,95
I-J	10,14	2,85	2,85	10,30	9,03	2,06	4,75	16,89	-12,00

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05 travées (ELS)

travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	7,15	2,4	2,4	5,15	1,03	4,07	2,60
B-C	7,15	2,4	1,92	5,15	4,07	4,70	0,76
C-D	7,15	3,3	2,64	9,73	4,70	5,86	4,45
D-E	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
E-F	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
F-G	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
G-H	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	5,86	3,87
H-I	7,15	3,3	2,64	9,73	5,86	6,37	3,62
I-J	7,15	2,85	2,85	7,26	6,37	1,45	3,35

III.3.2.2.5. Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

Tableau III.17. Récapitulation des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
sollicitations	11.74	10.91	19.2	8.27	7.69
Référence	Type 01	Type 07	Type 07	Type 01	Type 07

A) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

--- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

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

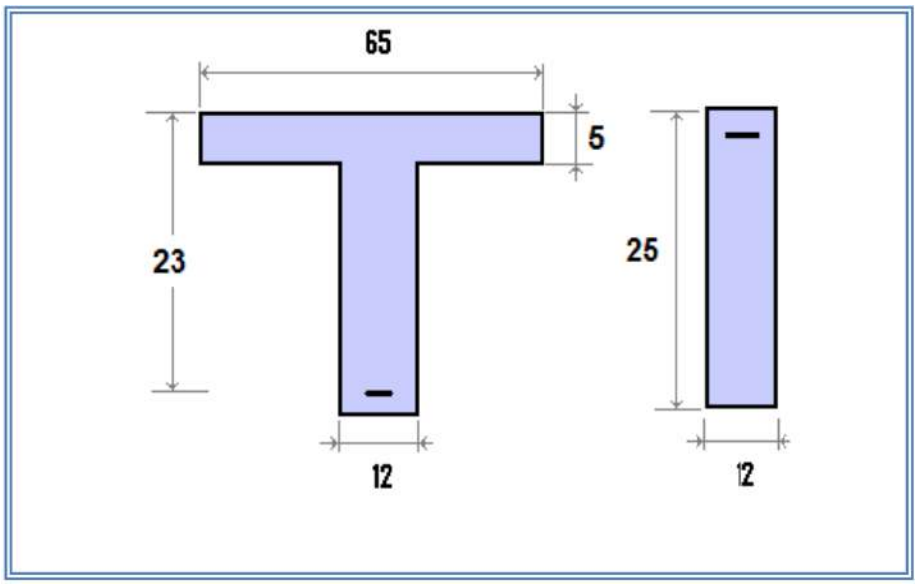


Figure III.15. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.18. Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	Mu (kN.m)	11.74	10.91
	M_0 (kN.m)	$M_0 = \sigma_b . b . h_0 (d- h_0/2) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.23 – 0.04/2)$ **M_0 = 59.072 KN.m**	
		Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*25) ⇒ calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h)= (12*25) ⇒ calcul en flexion simple
	M	0.0393	0.0365
	μ_l	**0.392**	
	$\mu \leq \mu_l$	Vérifiée	Vérifiée
	A' (cm^2)	0	0
	ß	0.981	0.982
	A (cm^2)	1.91	1.77
	Amin (cm^2)	1.3	0.24
	Le choix	**3HA10 = 2.35cm^2**	**2HA12 = 2.26cm^2**
Vérification à l'ELS			
ELS	M_{ser} (kN.m)	**8.27**	**7.69**
	y_1 (cm)	3.91	5.31
	I_G (cm^4)	8293.29	8881.93
	K (N/mm^3)	0.099	0.087
	σ_b (MPa)	3.9	4.62
	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	**15**	
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Vérifiée	Vérifiée

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

Tableau III.19. Récapitulation

Section d'armature	En travée	En appuis
	A_t = 3HA10	A_a = 2HA12

B) Armatures transversales :

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$ = 19.20 KN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19.2x10^3}{120\times180} = 0.89\,\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u = 0.89MPa ≤ 3.33MPa …… **CV**

✓ **Escapement S_t:** **[Art 7.5.2.2]** (1)

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

Donc: **S_t=15 cm**

At_{min} ≤0.003. S_t ×b = 0.54cm².

✓ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :** **[Art A.6.4.2]** (2)

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

On adopte : $\phi_t \le 5.71$, on prend : **ϕ_t = 6mm** ⇒ $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 28.26mm²

$A_t = a_t \times n_t$

Avec : a_t : section d'une barre; ⇒ a_t = 0.28 cm²

n_t: nombre des barres, ⇒ n_t = 2

$A_t = a_t \times n_t$ = 0.56cm².

$A_t \ge At_{min}$ => 0.56 ≥ 0.54 …… **CV**

✓ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\,\text{MPa} \Rightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1.24\,\text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa}$$ …… **CV**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow 0.0031 > 0.00083$$ …… **CV**

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

α=90° Pour les armatures transversales.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

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

Tableau III.20. vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1er Condition	2éme Condition
$h / L \geq M_t / (15\ M_0)$	$A / b_0\ d \leq 3.6 / f\ e$
$h / L = 0.2 / 3.3 =$ **0.061** $M_t / (15\ M_0) = 8.27 / 15 \times 9.73 =$ **0.057**	$A / b_0\ d = 2.35 / 12 \times 18 =$ **0.011** $3.6 / f\ e = 3.6 / 400 =$ **0.009**
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

<u>Commentaire</u> :

Puisque il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

- ❖ **Calcul de la flèche:**

M_{ser} = 8.27 KN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.011$$

ρ = 1.1 % $\Rightarrow$ β_1 = 0.856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8.27 \times 10^6}{0.856 \times 235 \times 180} = 228.4 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.011} = 3.78$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.51$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.011 \cdot 228.4 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.698$$

✓ **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.1\text{cm}$$

✓ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 20003.24\ \textbf{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 6069.11\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \Rightarrow I_{fv} = 10732.39\ \text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2$ MPa ; $E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.4$ MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{5.829 \times 10^6 \times 4600^2}{10.(32164.195x6790.67 \times 10^4)} = 4.61\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{5.829 \times 10^6 \times 4600^2}{10(10721.398x11607.87 \times 10^4)} = 7.83\ \text{mm}$$

$\Delta f = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 7.83 - 4.61 = 3.22$ mm

Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6$ mm.

Donc: $\Delta f = 3.22$ mm $< \bar{f} = 6.6$mm …… **CV**

Tableau III.21. Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
8,27	2,35	7,10	0,011	0,86	228,40	0,69	3,78	1.17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20003,24	6069,11	10732,39	3,3	4,61	7,83	3,21	6,6	Vérifiée

La flèche est vérifiée.

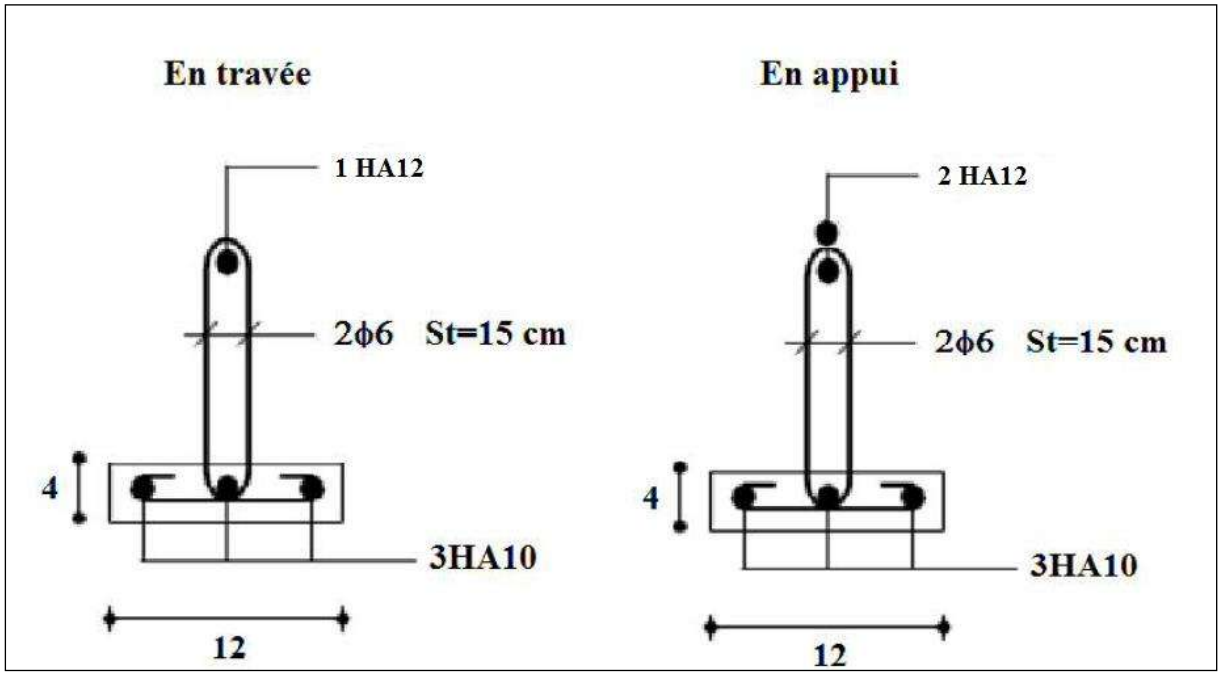


Figure III.16. Ferraillage des poutrelles

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

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

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** *:* est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** *:* est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

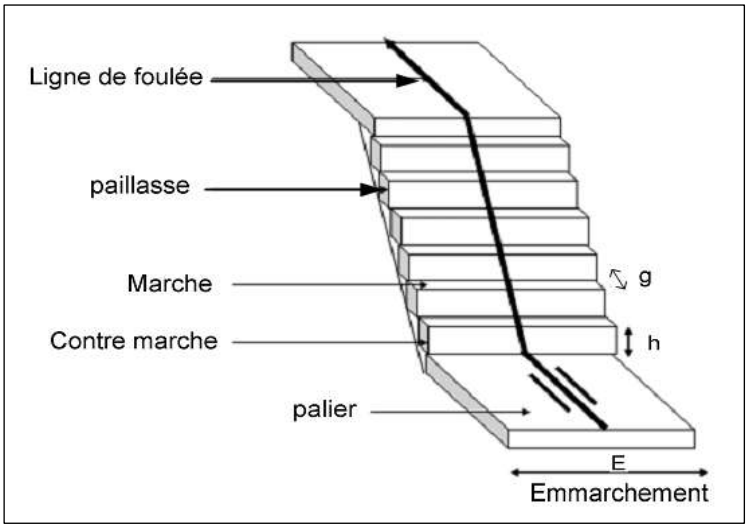


Figure III.17. Représentation d'un escalier

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 05 types d'escaliers déférents

III.4.3.1. Escalier droite à deux volets :

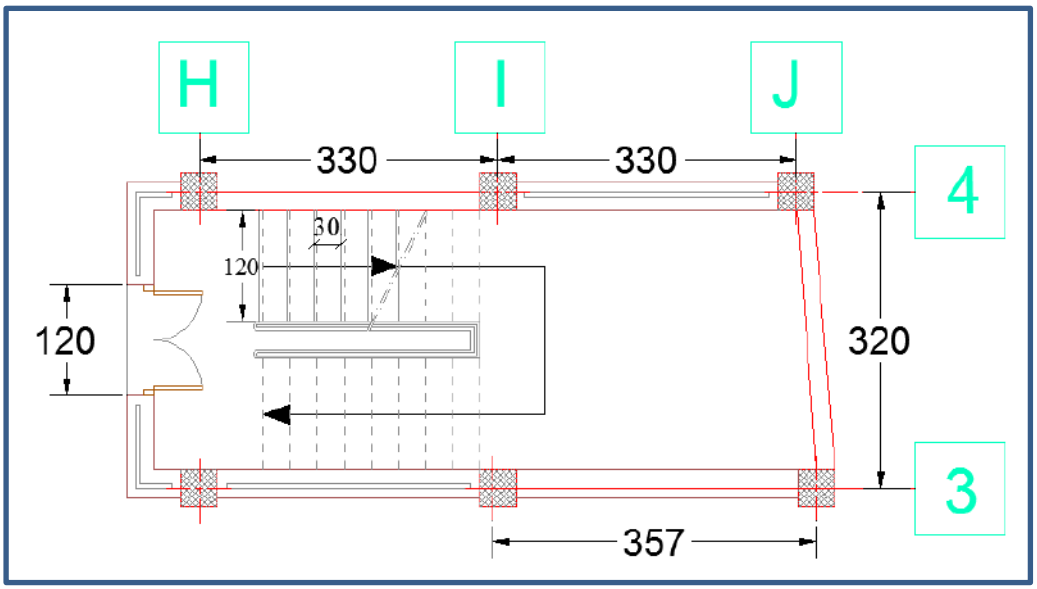


Figure III.18. Schéma statique de l'escalier (type 01)

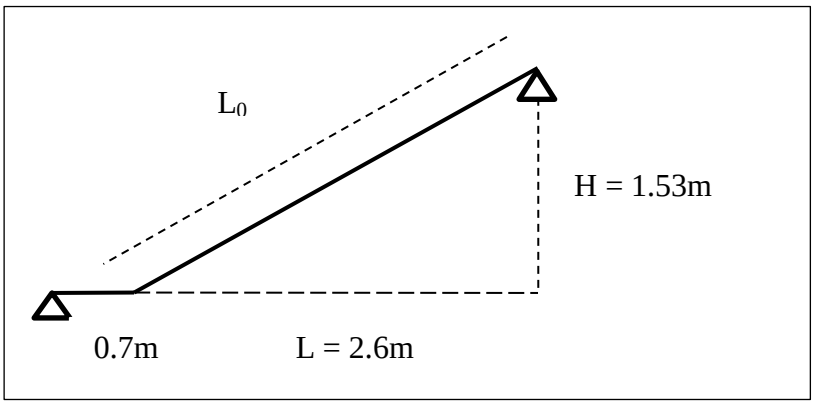


Figure III.19. Dimensions de l'escalier (types 01)

III.4.3.1.A. Pré dimensionnement :

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.6} = 0.59 \Rightarrow \quad \alpha = 30.48°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{Sin\,(30.48)} \Rightarrow \quad L_0 = 3.02$ m

Pour déterminer les dimensions des marches « g » et les contre marches « h » on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 64 \\ h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

Avec : n : nombre de contres marches

n-1 : nombre de marches.

L/n-1 + H/n ≤ 64 & L/n-1 + H/n ≥ 60

On prendre **g=30cm** (préliminaire),

Donc : **60 ≤ 30 + 2h ≤ 64**

30 + 2h ≤ 64 2h ≤ 34 h ≤ 17

30 + 2h ≥ 60 2h ≥ 30 h ≥ 15

Donc : On prendre **h=17cm**

$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$ Donc : **n = 9**

Alors on reprendre le calcule avec de **h** avec n = 9 :

$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17$

Conclusion:

- Le giron : g=30cm
- La hauteur de contre marche : h = 17cm
- Le nombre de contre marche : n = 9
- Le nombre de marche : n -1 = 8

❖ L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 0.7$ **l = 3.72 m**

$\frac{372}{35} \leq ep \leq \frac{372}{30}$ **;** $10.63 \leq ep \leq 12.4$; Donc : **ep = 12cm**

III.4.3.1.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.1.B.1. charges permanentes :

Tableau III.22. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type1)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.12/Cos α	25	3.48
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**7.31**

Tableau III.23. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type1)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.12	25	3
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**4.7**

III.4.3.1.B.2. charges d'exploitations :

- ✓ Usage commerciale : $Q = 4\ KN/m^2$
- ✓ Usage d'habitation : $Q = 2.5\ KN/m^2$

III.4.3.1.C. Combinaison des charges :

Tableau III.24. Combinaison des charges de l'escalier (type1)

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	**E.L.U** $P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	**E.L.S** $P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	7.31	2.5	13.62	9.81
	Palier	4.7	2.5	10.10	7.2
Usage commerciale	Paillasse	7.31	4	15.87	11.31
	Palier	4.7	4	12.35	8.7

III.4.3.1.D. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage), donc le calcul se fait à usage commerciale :

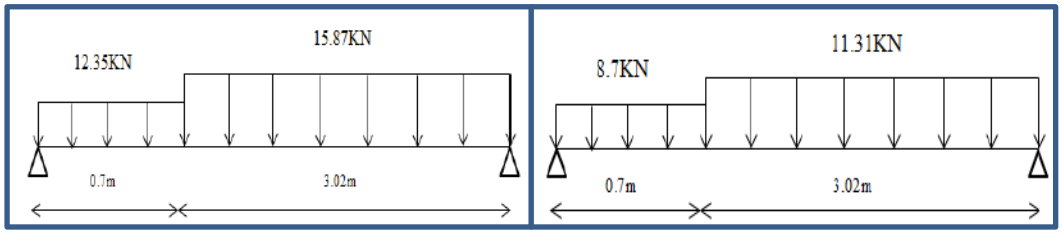


Figure III.20. Schéma statique d'escalier (type1) à ELU et à ELS

Tableau III.25. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_x (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	29.28	27.28	29.28	1,85	27.02	22.97	13.51
ELS	20.86	19.38	-	1,84	11.47	9.75	5.74

- **Les choix de l'effort maximal :**

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

Tableau.III.26. Résultats de calcule

	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	22.97	13.51	29.28
ELS	9.75	5.74	-

III.4.3.1.E. Ferraillage :

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime.

Tableau.III.27. Les données des ferraillages d'escalier

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=12 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$; $A = \frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d}$ (cm²);

$\mu < \mu_l = 0.392$ alors : A'= 0

$A_{rép} = \frac{A}{4}$ …… Armature de répartition

$A_{choisi} > A_{min} = \frac{B}{1000}$ avec : B= (b×h) …… CV

Tableau.III.28. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	M	B	A' (cm²)	A (cm²)	A choisi (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{rép\ choisi}$ (cm²)
Travée	22.97	0.179	0.900	0	7.72	**7HA12= 7.92**	1.2	1.98	**4HA8=2.01**
Appuis	13.51	0.105	0.944	0	4.33	**4HA12= 4.52**	1.2	1.13	**3HA8=1.5**

❖ **Vérification :**

- **Vérification de l'espacement entre les aciers :**

✓ **Armatures longitudinal :**

$S_t = \frac{100}{7} = 17$ cm

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases} 3h = 36\ cm \\ 33\ cm \end{cases}$ = 33cm S_{tmin}= 2.5 cm

2.5 cm ≤ S_t = 17 cm ≤ 33 cm …… **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

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

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases} 4h = 48\ cm \\ 45\ cm \end{cases}$ = 45cm S_{tmin} = 2.5 cm

2.5cm ≤ S_t = 25 cm ≤ 45 cm …… **CV**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

Avec :Vu = 29.28 KN

$$\tau_u=\frac{Vu\ max}{b_0.d}=\frac{29.28\ x\ 10^3}{1000x95}=0.31\ \ MPa$$

$\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right]=3.333\ MPa$ (la fissuration est peu nuisible)

donc : $\tau_u = 0.31\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$ …….…… **CV**

- **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

Tableau III.29. Vérification des contraintes à ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	7.92	3.71	5684.82	9.75	0.172	6.36	15	vérifiée
En appuis	4.52	2.97	3764.31	5.74	0.15	4.53	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.1.F. Vérification de la flèche : [Art B.6.5.3] (2)

$\frac{h}{l}=\frac{0,12}{3.72}=0.032 \geq \frac{M_t}{20M_0}=\frac{22.97}{20\times 26.31}=0.044$ …….…… **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}}=\frac{7.92}{100\times 9.5}=0.008 \leq \frac{2}{f_e}=0.005$ …….…… **CNV**

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

Il faut avoir ! $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$ Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500}$

Tableau III.30. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier (type1)

M_t (KN.)	A (cm^2)	y (cm)	*P* %	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
22.97	7.92	6.85	0.83	0.870	148.95	1.00	0.03	0.01
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{vi}(cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**Δf<$\bar{f}$**
16108.09	17286.67	17543.44	3.72	2.43	7.17	4.75	7.44	C.V

La flèche est vérifiée.

III.4.3.1.G. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière: c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux,

Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

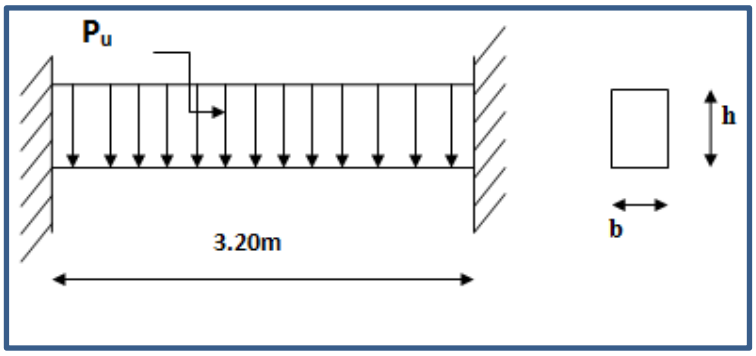


Figure III.21. Dimensionnement de la poutre palière.

III.4.3.1.G.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3.20m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => 21.33cm ≤ h ≤ 32 cm on prend h=30 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h => 9cm ≤ b ≤ 21 cm on prend b=25 cm.

On adopte : (b x h) = (25 x 30)cm^2.

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :** **[Art 7.5.1]** (1)

b = 25 cm ≥ 20cm …… CV

h = 30cm ≥ 30cm …… CV

$\frac{h}{b}$ = 1.2 < 4 …… CV

- **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre console : $p_p = 0.25*0.3*25=1.875$ KN/ml

Réaction d'escalier : $R_u = 29.28$ KN ; $R_{ser} = 20.86$ KN ;

Poids du demi- plancher : $G = L_i \times G_{courant} = \frac{3.41}{2} * 6 = 10.23$ KN/ml

$$Q = Li \times Q_{commercial} = 1.705 * 5 = 8.53 \text{ KN/ml}$$

Donc :

ELU : $P_u = (1.35*1.875) + (1.35*10.23+1.5*8.53) + 29.28 = 58.42$KN/ml

ELS : $P_{ser} = 1.875 + 29.28 + 10.23 + 8.53 = 49.92$ KN/ml.

- **Calcul des efforts:**

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

La méthode R.D.M. donné **:**

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{pl}{2}$

Moment fléchissant : $M_a = M_b = \frac{pl^2}{12}$; $M_t = \frac{pl^2}{24}$

A / l'E.L.U:

$R_A = R_B = \frac{58.42 \times 3.2}{2} = 93.47$KN

$M_a = M_a = M_b = \frac{58.42 \times 3.2^2}{12} = 49.85$ KN.m

$M_t = \frac{58.42 \times 3.2^2}{24} = 24.93$ KN.m

B/L'ELS:

$R_A = R_B = \frac{49.92 \times 3.2}{2} = 79.87$ KN

$M_a = M_a = M_b = \frac{49.92 \times 3.2^2}{12} = 42.6$ KN.m

$M_t = \frac{49.92 \times 3.2^2}{24} = 21.3$ KN.m

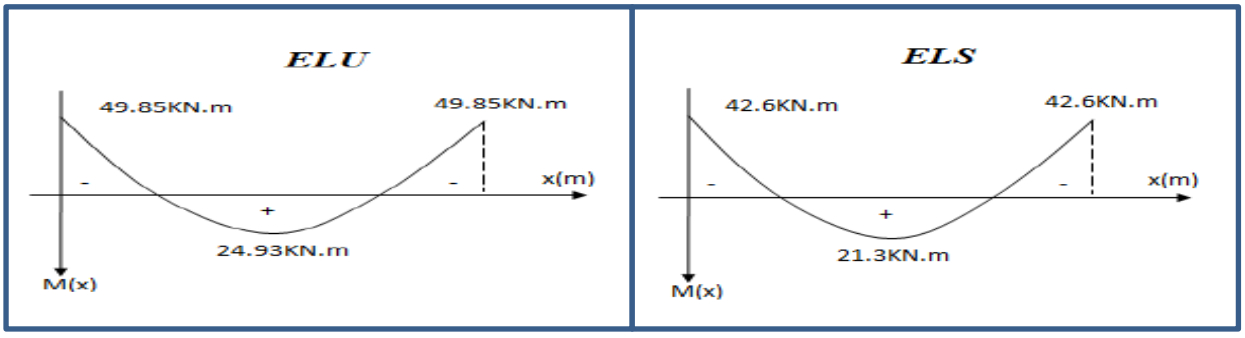


Figure III.22. Diagramme de moment (ELU.ELS)

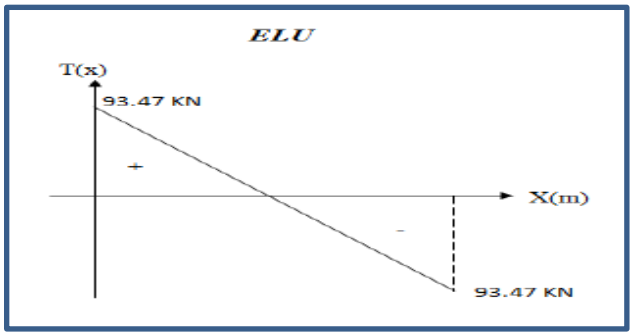


Figure III.23. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

III.4.3.1.G.2. Ferraillage de Poutre palière:

Tableau III.31. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	B	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{min}=\frac{B}{1000}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Travée	24.93	0.093	0.951	0	2.74	0.75	**3HA12 = 3.39**
Appuis	49.85	0.186	0.896	0	5.81	0.75	**6HA12 = 6.78**

III.4.3.1.G.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.32. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	3.39	8.74	23459.59	21.3	0.09	7.93	15	vérifiée
En appuis	6.78	11.43	38707.43	42.6	0.11	12.58	15	vérifiée

Commentaire : Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u=\frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right]$ Avec :Vu = 93.47 KN

$\tau_u=\frac{Vu\ max}{b_0.d}=\frac{93.47x\ 10^3}{250x275}=1.36$ MPa

$\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right]=3.33\ MPa$ …….. la fissuration est peu nuisible

donc : $\tau_u = 1.36\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$ ……..…… **CV**

- **Vérification solen RPA 99 V 2003 :** **[art 7.5.2.1]** (1)

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*25*30 =3.75c m^2 ≤ ΣA = 10.17 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*25*30 = 30cm^2 ……..... **CV**

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

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

a = min [b-c-2 = 20.5; 0.9*d =24.75] = 20.5cm

V_u = 93.47 KN ≤ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*250*205 = 341.67 KN ……..... **CV**

- **Vérification au voisinage de l'appui :**

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*93.47}{205*250} *10^3$= 3.65 MPa

$\overline{\sigma_m}$ =0.8$\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15}$ = 17.39 MPa

σ_m = 3.65MPa ≤ $\overline{\sigma_m}$ = 17.39 MPa …….....…..…….....**CV**

- **Armatures transversales :**

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8.57mm$; φ_l =12mm ; $\frac{b}{10} = \frac{250}{10} = 25mm$] = 8.57 mm .

On prend : φ_t = 8 mm

$a_t = \frac{\pi*\varphi_t^2}{4} = \frac{3.14*0.8^2}{4}$ = 0.50 cm^2 ; $A_t = a_t*n_t$ avec $\mathbf{n_t = 4}$ A_t = 2 cm^2

Donc on adopter: A_t =4HA8 = 2.01 cm^2

- **Vérification :** **[Art 7.5.2.2]** (1)

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min [$\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5cm$; $12\varphi_l = 12 * 0.8 = 9.6cm$] =7.5 cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =24.75cm; 40cm] = 24.75cm.

On adopte les valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 7cm ≤ 7.5cm……..…..…….....**CV**

Zone courante : St = $\frac{h}{2}$= 15 cm ≤ $\overline{S_t}$ =24.75 …….....**CV**

➢ **Vérification de section minimale :**

$\frac{A_t}{b.S_t}$ FeE $= \frac{2.01}{25*15} *400 = 2.14$ MPa ≥ 0.4 MPa …… **CV**

$\frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{25*15} = 5.36*10^{-3} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3*f_{t28}*k)}{0.9FeE(\cos\alpha+\sin\alpha)} = \frac{1.15(1.36-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0+1)} = 2.33*10^{-3}$…… **CV**

➢ **Vérification de flèche :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0.09 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{24.93}{15*24.93} = 0.07$ …… **CV**

$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{25*27.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{FeE} = \frac{4.2}{400} = 0.010$…… **CV**

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3.2. Escalier droite à trois volets : (type 2)

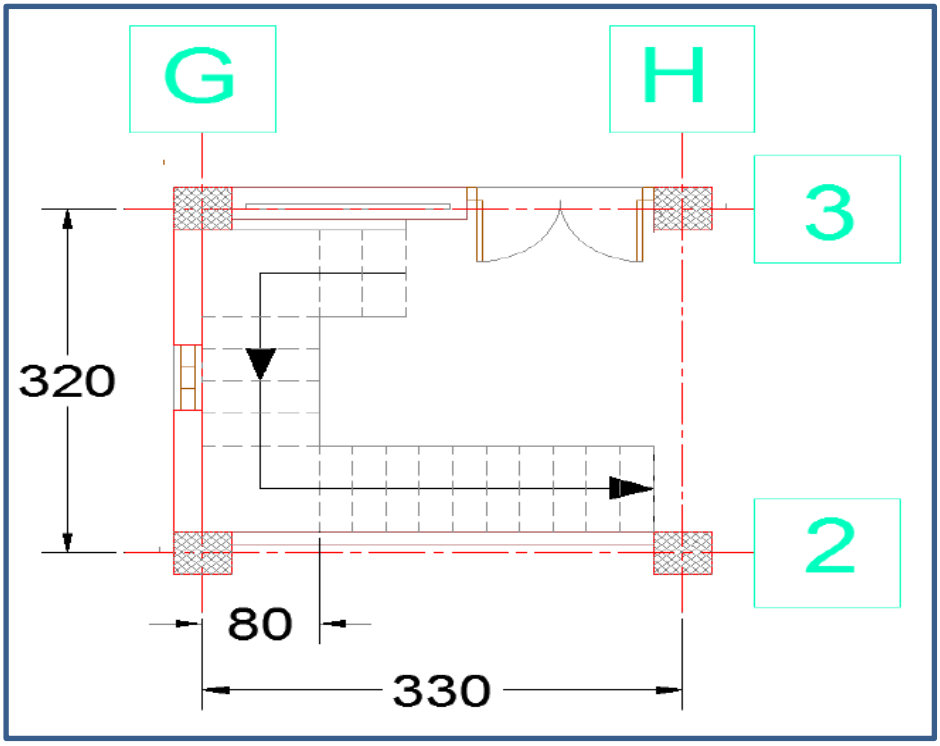
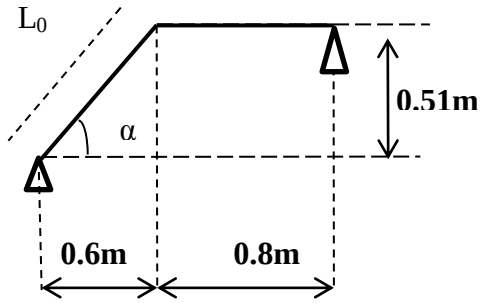
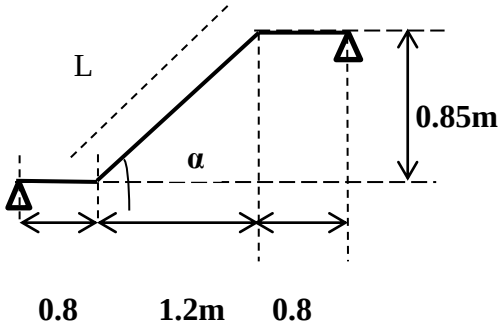
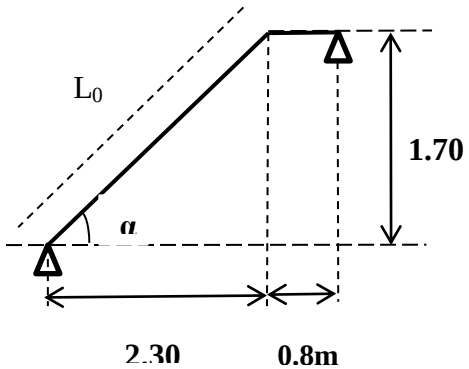


Figure III.24. Schéma statique de l'escalier (type 2)

III.4.3.2.A. Caractéristiques géométriques :

Tableau III.33. Pré dimensionnement de l'escalier (type 2)

1er choix		H = 0.51 m ; L = 0.6 m $\tan\alpha = \frac{0.51}{0.6} = 0.85 \Rightarrow \alpha = 40.36°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{0.51}{Sin\,(40.36)} \Rightarrow L_0 = 0.79m$ $L = L_0 + 0.8$ donc : ***L = 1.59m***
2éme choix		H = 0.85 m ; L = 1.2 m $\tan\alpha = \frac{0.85}{1.2} = 0.71 \Rightarrow \alpha = 35.31°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{0.85}{Sin\,(35.31)} \Rightarrow L_0 = 1.47m$ $L = L_0 + 0.8 + 0.8$ donc : ***L = 3.07m***
3éme choix		H = 1.70 m ; L = 2.30 m $\tan\alpha = \frac{1.7}{2.3} = 0.74 \Rightarrow \alpha = 36.47°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.7}{Sin\,(36.47)} \Rightarrow L_0 = 2.86m$ $L = L_0 + 0.8$ donc : ***L = 3.66m***

- **L'épaisseur de la paillasse « ep » :**

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : **l = 3.66 m**

$\frac{366}{35} = 10.46 \leq ep \leq \frac{366}{30} = 12.2$ Donc : **ep = 12cm**

III.4.3.2.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.2.B.1. charges permanentes :

Tableau III.34. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type2)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.12/Cos α	25	3.73
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**7.56**

Tableau III.35. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type2)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.12	25	3
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**4.7**

III.4.3.2.B.2. charges d'exploitations :

$Q = 4KN/m^2$

III.4.3.2.C. Combinaison des charges :

Tableau III.36. Combinaisons des charges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	**E.L.U** $P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	**E.L.S** $P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Paillasse	7.56	4	16.21	11.56
Palier	4.7	4	12.35	8.7

III.4.3.2.D. Détermination des efforts :

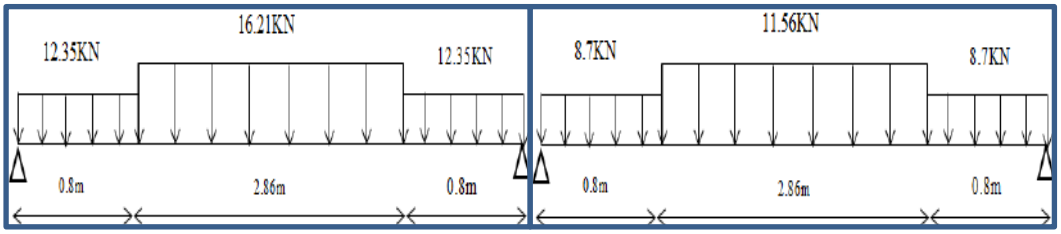


Figure III.25. Schéma statique d'escalier (type2) à ELU et ELS

Tableau III.37. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_x (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	29,32	26,91	29,32	1,81	26,52	22,54	13,26
ELS	20,90	19,12	-	1,81	11,28	9,59	5,64

- **Les choix de l'effort maximal :**

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

Tableau.III.38. Résultats de calcule

	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	22,54	13,26	29,32
ELS	9,59	5,64	-

III.4.3.2.E. Ferraillage :

Tableau.III.39. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN. m)	μ	B	A' (cm^2)	A (cm^2)	A choisi (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)
Travée	22.54	0.176	0.902	0	7.56	**7HA12=7.92**	1.2	1.98	**4HA8=2.01**
Appuis	13.26	0.103	0.946	0	4.24	**4HA12= 4.52**	1.2	1.13	**3HA8=1.5**

- **Vérification :**
- **Vérification de l'espacement entre les aciers :**

- **Armatures longitudinal :**

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

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases}3h = 36\ cm \\ 33\ cm\end{cases} = 33cm$ $S_{tmin} = 2.5$ cm

$2.5\ cm \leq S_t = 14.29\ cm \leq 33\ cm$ …… **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

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

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases} 4h = 48\ cm \\ 45\ cm \end{cases} = 45cm$ S_{tmin} = 2.5 cm

2.5cm ≤ S_t = 25 cm ≤ 45 cm …… **CV**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

Avec : Vu = 29.32 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{29.32x\ 10^3}{1000x95} = 0.044$ MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right] = 3.333$ MPa (la fissuration est peu nuisible)

donc : $\tau_u = 0.044\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa$ …… **CV**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travées	7.92	3.71	5684.823	9.59	0.169	6.27	15	vérifiée
appuis	4.52	2.97	3764.31	5.64	0.15	4.46	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.2.F. Vérification de la flèche : **[Art B.6.5.3]** (2)

$\frac{h}{l} = \frac{0,12}{3.66} = 0.033 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{22.54}{20\times25.05} = 0.045$ …… **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{7.92}{100\times9.5} = 0.008 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… **CNV**

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

Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche

M_t (KN.)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
22.54	7.92	6.85	0.83	0.870	143.3	0.99	0.03	0.01
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{vi} (cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**Δf<$\bar{f}$**
16108.09	17286.79	17543.49	3.66	2.26	6.68	4.42	7.32	vérifiée

La flèche est vérifiée.

III.4.3.3. Escalier balancé :

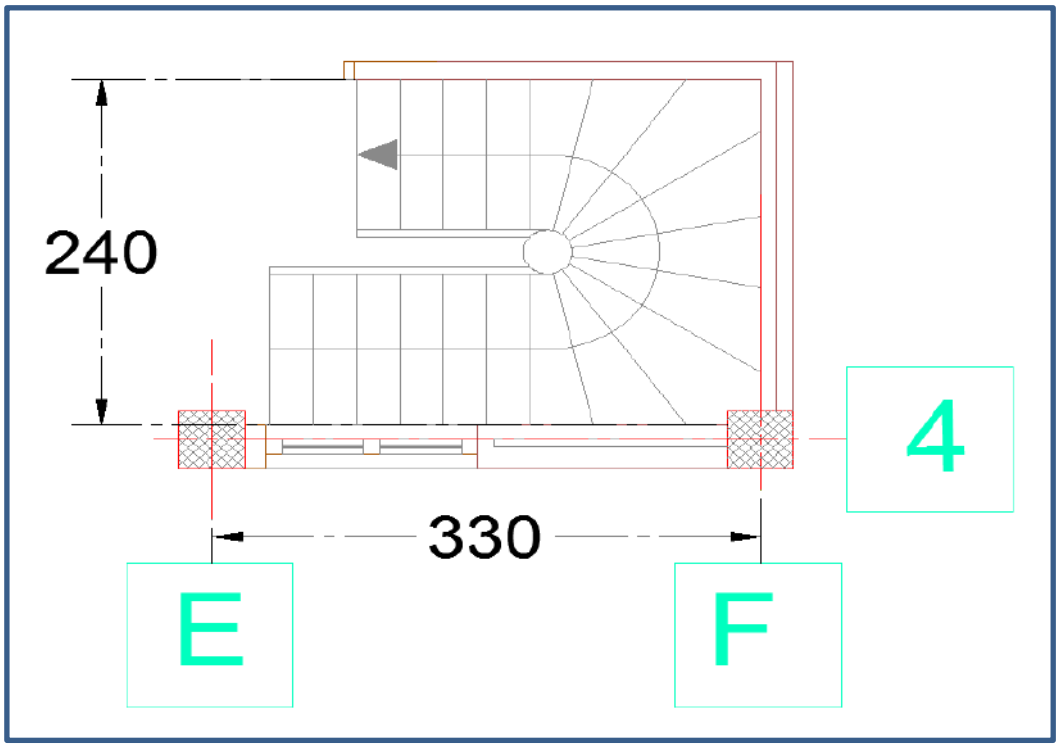
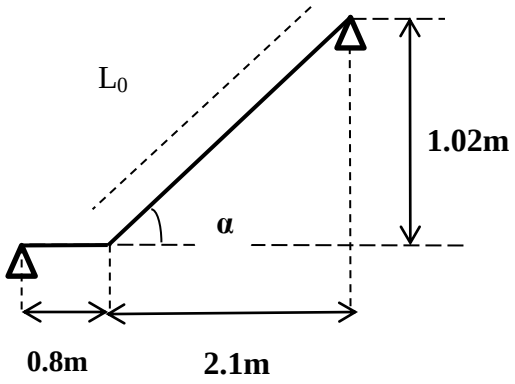
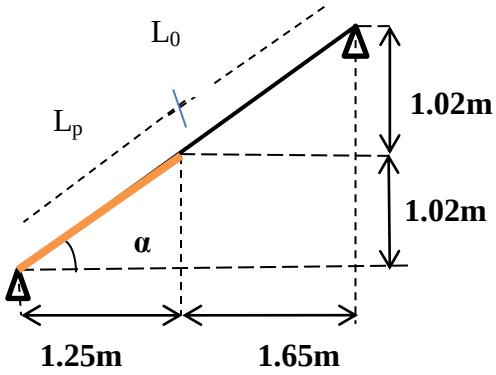


Figure III.26. Schéma statique de l'escalier (type3)

III.4.3.3.A. Caractéristiques géométriques :

Tableau III.42. Pré dimensionnement de l'escalier (type3)

1er choix		H = 1.02 m ; L = 2.1 m $\tan\alpha = \frac{1.02}{2.1} = 0.49 \Rightarrow \alpha = 25.9°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.02}{Sin\ (25.9)} \Rightarrow L_0 = 2.34$ m $L_1 = L_0 + 0.8$ **L_1 = 3.14m**
2éme choix		H = 1.02 m ; L = 1.65 m $\tan\alpha = \frac{1.02}{1.65} = 0.62 \Rightarrow \alpha = 31.72°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.02}{Sin\ (31.72)}$ $\Rightarrow$ **L_0= 1.94m** $L_p = \frac{2R\pi}{3} = \frac{2 \times 1.25 \times 3.14}{3}$ $\Rightarrow$ **L_p = 2.62m** $L = L_p + L_0 = 2.62 + 1.94$ Donc : **L = 4.56m**

❖ **L'épaisseur de la paillasse « ep » :**

l = 4.56 m : $\frac{456}{35} = 13.02 \leq ep \leq \frac{456}{30} = 15.2$ Donc : **e = 14cm**

III.4.3.3.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.3.B.1. charges permanentes :

Tableau III.43. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type3)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.14 / Cos α	25	4.11
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**7.94**

III.4.3.3.B.2. charges d'exploitations :

$Q = 2.5KN/m^2$

III.4.3.3.C. Combinaison des charges

Tableau III.44. Combinaisons des charges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U $P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	E.L.S $P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Paillasse	7.94	2.5	14.47	10.44

III.4.3.2.D. Détermination des efforts :

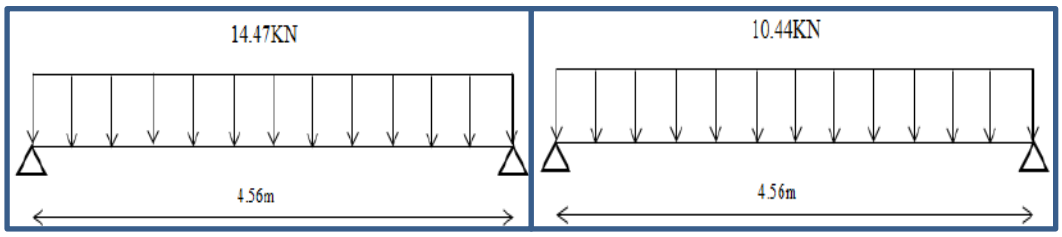


Figure III.27. Schéma statique d'escalier (type2) à ELU et ELS

Tableau III.45. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_x (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	32,99	32,99	32,99	2,28	37,61	31,97	18,80
ELS	23,80	23,80	-	2,28	16,66	14,16	8,33

- **Les choix de l'effort maximal :**

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

Tableau III.46. Résultats de calcule

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	31,97	18,80	32,99
ELS	14,16	8,33	-

III.4.3.3.E. Ferraillage :

Tableau III.47. Calcul des sections d'acier de l'escalier (type3)

	M_u (KN.m)	μ	B	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)
Travée	31,97	0.170	0.906	0	8.82	**8HA12=9.05**	1.4	2.26	**4HA10=3.14**
Appuis	18.80	0.100	0.947	0	4.96	**5HA12= 5.65**	1.4	1.41	**3HA8=1.5**

❖ **Vérification**

- **Vérification de l'espacement entre les aciers :**

✓ **Armatures longitudinal :**

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5$ cm

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases}3h = 42\ cm \\ 33\ cm\end{cases}$ = 33cm S_{tmin}= 2.5 cm

2.5 cm ≤ $S_t = 12.5$ cm ≤ 33 cm …….……..…. **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

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

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases}4h = 56\ cm \\ 45\ cm\end{cases}$ = 45cm S_{tmin} = 2.5 cm

2.5cm ≤ $S_t = 25$ cm ≤ 45 cm ……..…… **CV**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vu = 32.99 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{32.99 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.29$ MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right] = 3.333\ MPa$ (la fissuration est peu nuisible)

donc : $\tau_u = 0.29$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$ ……... **CV**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travées	9.05	4.93	9682.59	14.16	0.146	6.42	15	vérifiée
appuis	5.65	3.65	6843.41	8.33	0.12	4.44	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.3.F. Vérification de la flèche : **[Art B.6.5.3]** (2)

$\frac{h}{l} = \frac{0,14}{4.56} = 0.031 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{31.97}{20\times37.61} = 0.043$ ..... **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{6.78}{100\times9.5} = 0.007 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ..... **CNV**

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

Tableau III.49. Récapitulation des résultats de la flèche

M_t (KN.)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
31.97	9.05	8.03	0.79	0.872	154.96	0.99	0.03	0.01
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{vi}(cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**Δf<$\bar{f}$**
25984.66	27845.64	28283.49	4.56	3.29	9.71	6.42	9.12	C.V

III.4.3.3.G. 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. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée.

III.4.3.3.G.1. Pré-dimensionnement :

L : la longueur de la poutre. (L = 1.6 m) : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$10.67 \leq h \leq 16 \longrightarrow$ On adopte h = 30 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 9 \leq b \leq 21$ b = 30cm

Donc notre console est de section (30*30) cm^2.

- Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

h =30cm ≥30cm..... CV

b =30cm≥20cm CV

$h/b = 1 < 4$ CV

- **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre console : $p_p = 0.3*0.3*25=2.25$ KN/ml

Dans notre cas l'escalier est constitué d'une volée qui va être considérée comme poutre continue appui en E, en F et en E de l'étage supérieur.

Pour calculé les réactions ont utilisé une méthode appelle : méthode trois moments.

- ***Principe de méthode :***

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres Continue. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis.

Il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstatique :

Le degré d'hyperstatique est égal au nombre des appuis intermédiaires.

$(d = n_a - 2)$ avec : n_a = le nombre d'appuis.

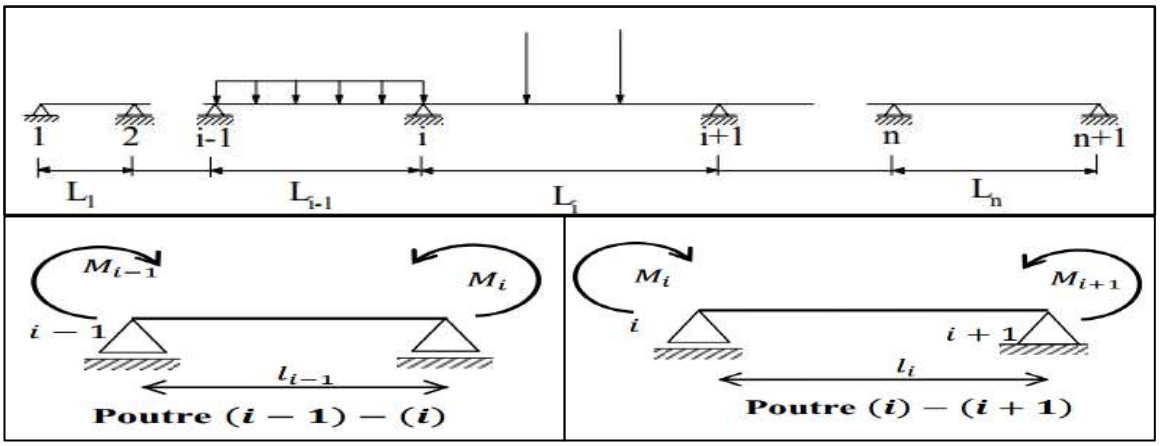


Figure III.28. Poutre continue

$$\mathbf{M_{i-1}\,L_{i-1} + 2\,M_i\,(L_{i-1}+L_i) + M_{i+1}\,L_i = -6EI\,(\theta_i^g + \theta_i^d)}$$

Avec : M_{i-1}, M_i, M_{i+1} : sont les moments aux appuis i+1, i, i+1.

L_{i-1}, L_i : travées des poutres adjacentes.

θ_i^g, θ_i^d: Les rotations au niveau de appui i des poutres gauches et droites.

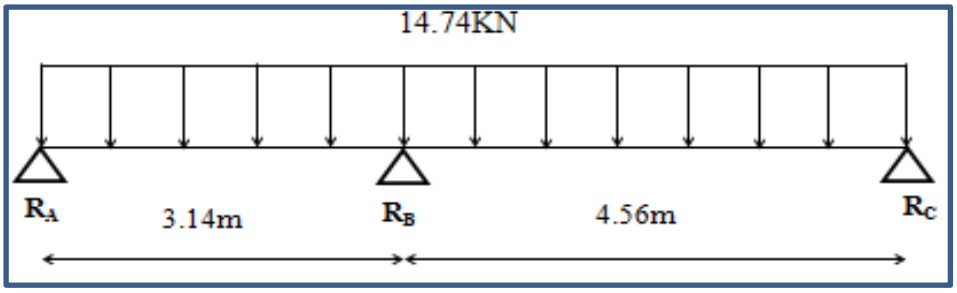


Figure III.29. Schéma statique de la poutre continue

Après les calculs :

Réaction d'escalier : $R_{B\ ELU}$ = 71.6 KN ; $R_{B\ ELS}$ = 51.66 KN ;

- ELU : P_u = (1.35*2.25) +71.6 = 74.64 KN/ml

$$M_a = \frac{P_u.L^2}{2} = (74.64*1.6*1.6)/2 = 95.54 \text{ KN.m}$$

$R_a = T = P_u.L = 74.64*1.6 = 119.42$ KN

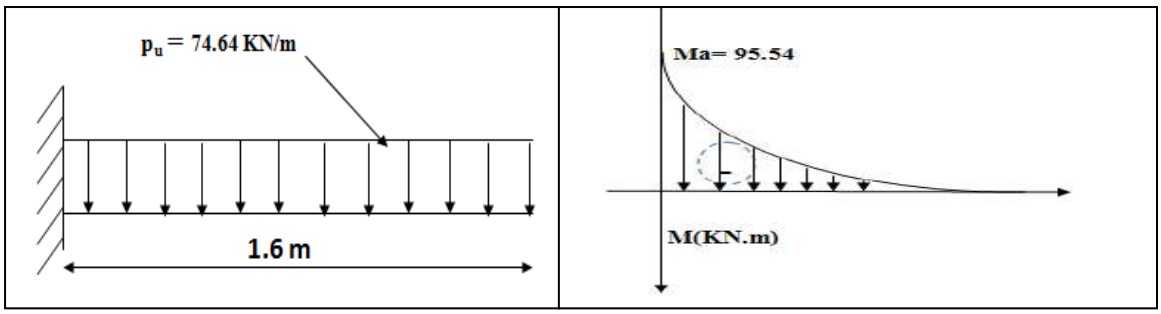


Figure III.30. Schéma statique ELU

- ELS : P_{ser} = 2.25+51.66 = 53.91 KN/ml

$$M_a = \frac{P_{ser}.L^2}{2} = (53.91*1.6*1.6)/2 = \mathbf{69.00\ KN.m}$$

$R_a = T = P_{ser}.L = 53.91*1.6 = 86.26$ KN

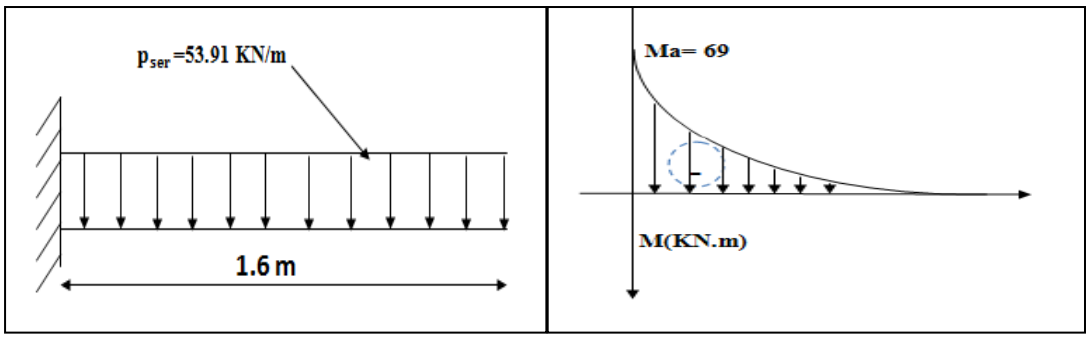


Figure III.31. Schéma statique ELS

III.4.3.3.G.2. Ferraillage de la console :

Tableau III.50. Calcul des sections d'acier de la console

M_u (KN.m)	μ	B	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
95.54	0.297	0.818	Vérifiée	0	12.20	0.9	**8HA14=12.31**

III.4.3.3.G.3. Vérification ELS :

Tableau III.51. Vérification a l'ELS de la console.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
69	12.31	8.39	73294.14	7.91	15	Vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vu = 93.28 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{119.42x\ 10^3}{300x275} = 1.33$ MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$ …….. la fissuration est peu nuisible

donc : $\tau_u = 1.33\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$ ……..…… **CV**

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

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*20*30 =3c $m^2 \leq A = 12.31\ cm^2 \leq A_{max} = 4\%*20*30 = 24cm^2$ …..…….. **CV**

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

a = min [b-c-2 = 25.5; 0.9*d =24.75] = 24.75cm

V_u = 119.42 KN $\leq$ $0.4* \frac{25}{1.5}*300*247.5$ = 495 KN …..……..... **CV**

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

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*119.42}{247.5*300} *10^3 = 3.22$ MPa ; $\overline{\sigma_m} = 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3*25}{1.5} = 21.67$ MPa

σ_m = 3.22MPa $\leq$ $\overline{\sigma_m}$ = 21.67 MPa ……..…..…….... **CV**

- **Armatures transversales :**

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8.57mm$; φ_l =14mm ;$\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm$] = 8.57 mm .

On prend : φ_t = 8 mm .

$a_t = \frac{\pi*\varphi_t^2}{4} = \frac{3.14*0.8^2}{4}$ = 0.50 cm^2 ; $A_t = a_t*n_t$ avec $\mathbf{n_t = 4}$

A_t = 2 cm^2 Donc, on adoptera: $\mathbf{A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2}$

- **Calcul des espacements :**

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min [$\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5cm$; $12\varphi_l = 12 * 0.8 = 9.6cm$] =7.5 cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =24.75cm; 40cm] = 24.75cm.

On adopte les valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 7cm ≤ 7.5cm…….…..…….**..... CV**

Zone courante : St = $\frac{h}{2}$= 15 cm ≤ $\overline{S_t}$ =24.75 …….**..... CV**

- Vérification de section minimale :

$\frac{A_t}{b.S_t}$ FeE =$\frac{2.01}{30*15}$ *400 = 1.79 MPa ≥ 0.4 MPa ……..…..……..... **CV**

$\frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{30*15}$ = 4.67*10^{-3} ≥ $\frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3*f_{t\,28}*k)}{0.9FeE(\cos\alpha+\sin\alpha)} = \frac{1.15(1.33-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0+1)} = 2.24 * 10^{-3}$…….... **CV**

- **Vérification de flèche :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{160} = 0.19 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{95.54}{15*95.54} = 0.07$ ..…….....……..... **CV**

$\frac{A_s}{b.d} = \frac{12.31}{30*27.5} = 0.015 \leq \frac{4.2}{FeE} = \frac{4.2}{400} = 0.010$..……..……..... **CNV**

Tableau III.52. Récapitulation des résultats de la flèche

$\mathbf{M_{ser}}$ (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß$_1$	σ_s(MPa)	**µ**	λ_i	λ_v
69	12.31	20.30	1.48	0.840	242.65	0.78	1.41	0.56
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{vi}(cm^4)	L(m)	F_i(mm)	F_v(mm)	Δf (mm)	$\overline{f}$(mm)	**Δf<$\overline{f}$**
102378.65	53742.41	78304.08	1.6	2.55	5.26	2.7	6.4	C.V

La flèche est vérifiée.

III.4.3.4. Escalier à deux volées perpendiculaires : (Type 4)

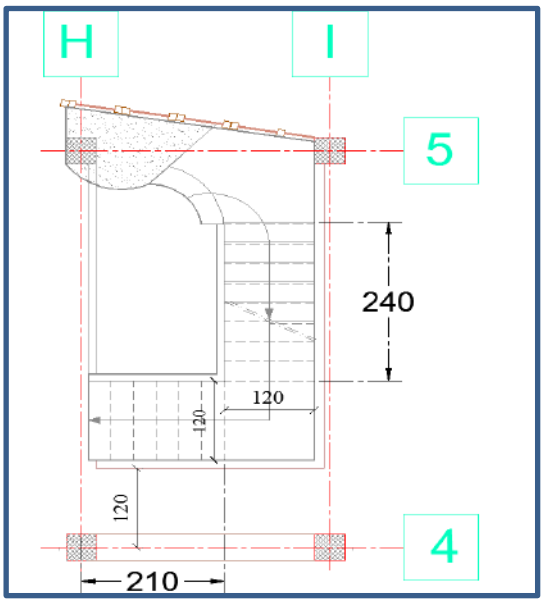
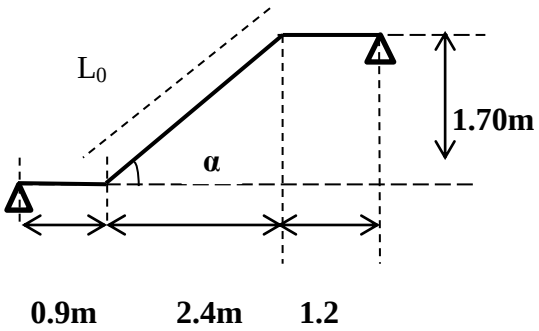
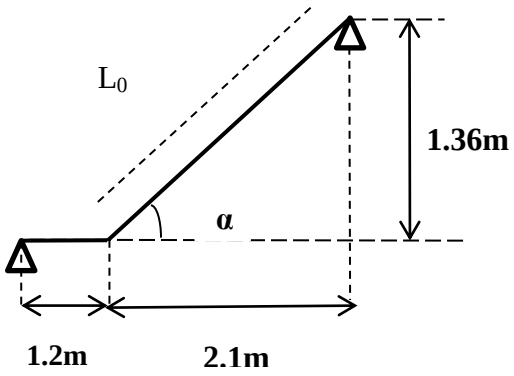


Figure III.32. Schéma statique de l'escalier (type 4)

III.4.3.4.A. Caractéristiques géométriques :

Tableau III.53. Pré dimensionnement de l'escalier (type 4)

1er choix		H = 1.70 m ; L = 2.4 m $\tan\alpha = \frac{1.7}{2.4} = 0.71 \Rightarrow \alpha = 35.31°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.7}{Sin\,(35.31)} \Rightarrow L_0 = 2.94m$ $L = L_0 + 0.9 + 1.2$ donc : **L = 5.04m**
2éme choix		H = 1.35 m ; L = 2.1 m $\tan\alpha = \frac{1.36}{2.1} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 32.93°$ $L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.36}{Sin\,(32.93)} \Rightarrow L_0 = 2.5m$ $L = L_0 + 1.2$ donc : **L = 3.7m**

❖ **épaisseur de la paillasse « ep » :**

l = 5.04 m ; $\frac{504}{35} = 14.4\text{cm} \leq ep \leq \frac{504}{30} = 16.8\text{cm}$ Donc : **ep = 15cm**

III.4.3.4.B. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.4.B.1. Charges permanentes :

Tableau III.54. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier (type 4)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.6
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.43**

Tableau III.55. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 4)

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.3.4.B.2. Charges d'exploitations :

$Q = 4KN/m^2$

III.4.3.4.C. Combinaison des charges :

Tableau III.56. Combinaisons des charges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	**E.L.U** $P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	**E.L.S** $P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Paillasse	8.43	4	17.38	12.43
Palier	5.45	4	13.36	9.45

III.4.3.4.D. Détermination des efforts :

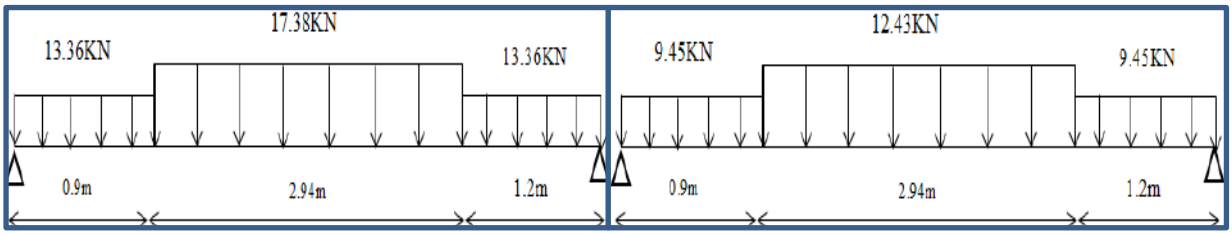


Figure III.33. Schéma statique d'escalier (type4) à ELU et ELS

Tableau III.57. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	39,93	39,22	39,93	1,61	52,93	44,99
ELS	28,46	27,93	-	1,61	36,60	31,11

- **Les choix de l'effort maximal :**

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

Tableau.III.58. Résultats de calcule

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	44,99	26,46	39,93
ELS	31,11	18,30	/

III.4.3.4.E. Ferraillage :

Tableau.III.59. Calcul des sections d'acier de l'escalier (type 4)

	M_u (KN.m)	μ	B	A' (cm^2)	A (cm^2)	A choisi (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép}$ choisi (cm^2)
Travée	44.99	0.203	0.885	0	11.69	**8HA14 = 12.31**	1.5	3.08	**4HA10=3.14**
Appuis	26.46	0.119	0.936	0	6.50	**6HA12= 6.78**	1.5	1.7	**4HA8 = 2.01**

❖ **Vérification**

- **Vérification de l'espacement entre les aciers :**

✓ **Armatures longitudinal :**

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5$ cm

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases}3h = 45\text{ cm} \\ 33\text{ cm}\end{cases}$ = 33cm S_{tmin}= 2.5 cm

2.5 cm $\leq S_t = 12.5$ cm $\leq$ 33 cm …….…… **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

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

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases}4h = 60\ cm \\ 45\ cm\end{cases}$ $= 45cm$ S_{tmin} = 2.5 cm

2.5cm $\leq S_t = 25$ cm $\leq$ 45 cm ……..…… **CV**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vu =39,93KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{39.93x\ 10^3}{1000x125} = 0.32$ MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\text{ MPa}\right] = 3.33$ MPa la fissuration est peu nuisible

donc : $\tau_u = 0.32$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33MPa$ …… **CV**

- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Tableau III.60. Vérification des contraintes à l'état limite de service

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	12.31	5.19	14526,91	31.11	0.21	10.9	15	vérifiée
En appuis	6.78	4.13	9472,95	18.30	0.19	7.85	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.4.F. Vérification de la flèche : **[Art B.6.5.3]** (2)

$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{5.04} = 0.030 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{44.99}{20\times49.88} = 0.045$ …… **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{12.31}{100\times12.5} = 0.010 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… **CNV**

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

Tableau III.61. Récapitulation des résultats de la flèche

M_t (KN.)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
44.99	12.31	8,95	0.98	0.862	234.54	1.00	0.02	0.01
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{vi}(cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**$\Delta f < \bar{f}$**
33603,55	36195.13	36652.51	5.04	6.79	20.11	13.32	10.04	C.N.V

Commentaire :

La flèche n'est pas vérifié (Δf=13.32mm < $\bar{f}$= 10.04mm), donc on change l'épaisseur de la paillasse ;

On prendre : **ep=17cm**

Et On fait la vérification de la flèche : $\Delta f \leq \bar{f}$

Tableau III.62. Récapitulation des résultats de la flèche

M_t (KN.)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
44.99	12.31	9.99	0.85	0.868	200.8	0.99	0.02	0.01
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{vi}(cm^4)**	**L(m)**	**F_i(mm)**	**F_v(mm)**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$(mm)**	**$\Delta f < \bar{f}$**
48460,90	52026,96	52787,49	5.04	4.72	13.96	9.24	10.04	C.V

La flèche est vérifiée.

III.4.3.4.G. Poutre brisée :

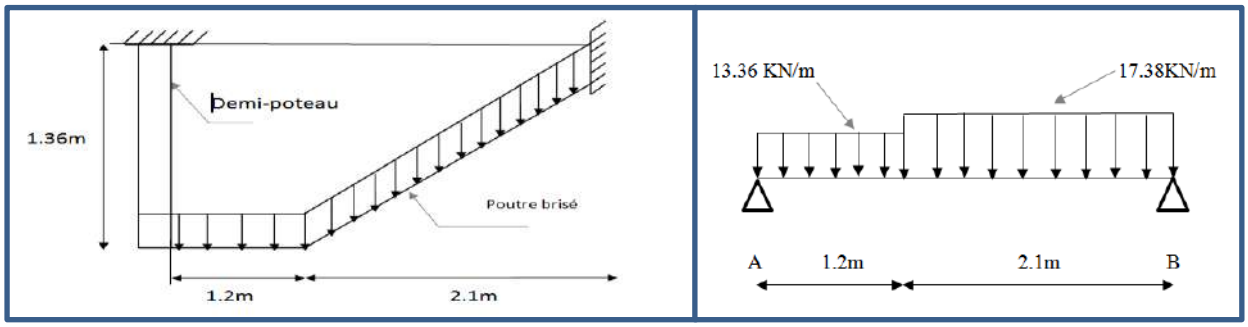


Figure III.34. Dimensionnement de la poutre palière

III.4.3.4.G.1. Pré dimensionnement:

H = 1.36 m; L = 2.1 m $\tan\alpha = \frac{1.36}{2.1} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 32.93°$

$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.36}{Sin\ (32.93)} \Rightarrow L_0 = 2.5mL = L_0 + 1.2$ donc : **L = 3.7m**

La longueur de la poutre: L =3.7m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow$ 24.67cm ≤ h ≤ 37 cm. on prend h=30 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h => 9cm ≤ b ≤ 21 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 30)cm^2.

- ✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.1]** (1)

b = 30 cm ≥ 20cm ……..… CV

h = 30cm ≥ 30cm ……..…… CV

$\frac{h}{b} = 1 < 4$ ……..…… CV

- ✓ **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre console : $p_p = 0.3*0.3*25=2.25$ KN/ml

Réaction d'escalier :

Réaction 1ér volé = 39.93 KN(ELU) ; et $R_1 = 28.46$(ELS)

Réaction 2ém volé = 28.11KN(ELU) ; et $R_2 = 20$(ELS)

$R_u = 39.93 + 28.11 = 68.04$ KN;

$R_{ser} = 28.46 + 20 = 48.46$ KN ;

Donc : ELU : $P_u = (1.35*2.25) + 68.04 = 71.08$KN/ml

ELS : $P_{ser} = 2.25 + 48.46 = 50.71$ KN/ml.

✓ **Calcul des efforts:**

A / l'E.L.U:

$R_A = R_B = \frac{71.08 \times 3.7}{2} = 131.5$ KN

$M_a = M_a = M_b = \frac{71.08 \times 3.7^2}{12} = 81.09$ KN.m

$M_t = \frac{71.08 \times 3.7^2}{24} = 40.55$ KN.m

B/L'ELS:

$R_A = R_B = \frac{50.71 \times 3.7}{2} = 93.81$ KN

$M_a = M_a = M_b = \frac{49.92 \times 3.2^2}{12} = 42.6$ KN.m

$M_t = \frac{68.67 \times 3.2^2}{24} = 21.3$ KN.m

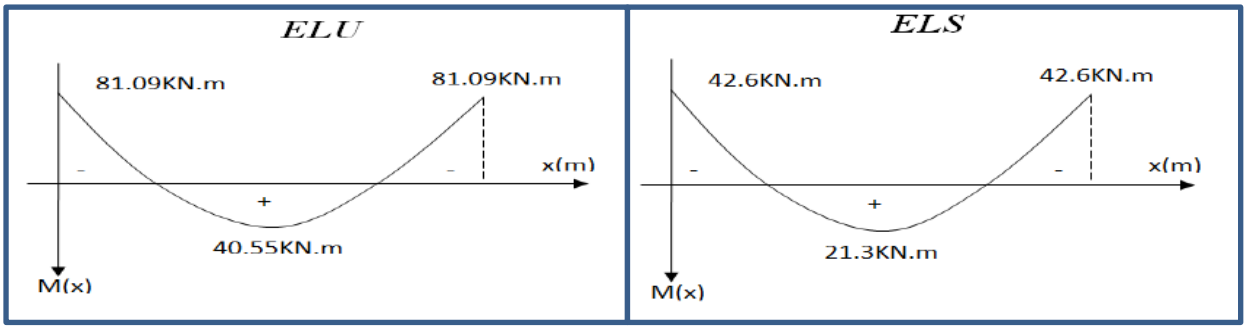


Figure III.35. Diagramme de moment

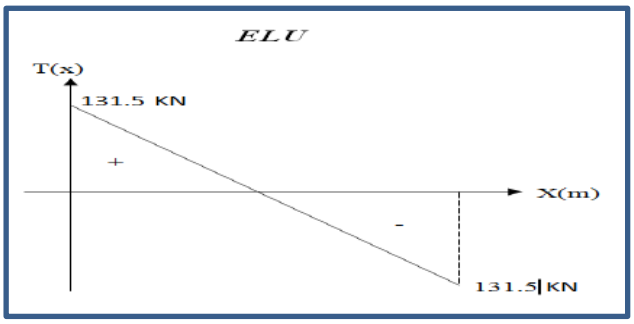


Figure III.36. Diagramme de l'effort tranchant

III.4.3.4.G.2. Ferraillage de Poutre brisée :

Tableau III.63. Calcul des sections d'acier de la console

	M_u (KN.m)	μ	B	A '(cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A $_{choisi}$ (cm^2)
Travée	40.55	0.126	0.932	0	4.55	0.9	**3HA14 = 4.62**
Appuis	81.09	0.252	0.852	0	9.95	0.9	**5HA16 = 10.05**

III.4.3.4.G.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.64. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	4.62	9.2	30994.75	21.3	0.07	6.32	15	vérifiée
En appuis	10.05	12.34	53437.02	42.6	0.08	9.84	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

Vu = 131.5 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{131.5x\ 10^3}{300x275}$ =1.59 MPa

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$ = *3.33 MPa* …….. la fissuration est peu nuisible

donc : $\tau_u = 1.59\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$ ……..…… **CV**

✓ **Vérification solen RPA 99 V 2003 :** **[Art 7.5.2.1]** (1)

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*30 =4.5c $m^2 \leq \Sigma A = 14.67\ cm^2 \leq A_{max}$ = 4%*30*30 = $36cm^2$ …… **CV**

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

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

a = min [b-c-2 = 25.5; 0.9*d =24.75] = 24.75cm

V_u = 131.5 KN $\leq$ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*300*247.5 = 495 KN ……..... **CV**

✓ **Vérification au voisinage de l'appui :**

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*131.5}{247.5*300} *10^3$= 3.54 MPa ; $\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15}$ = 17.39 MPa

σ_m = 3.54MPa $\leq$ $\overline{\sigma_m}$ = 17.39 MPa ……..…..……..... **CV**

- ✓ **Armatures transversales :**

$\varphi_t \leq$ Min $[\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8.57mm$; $\varphi_l = 12mm$; $\frac{b}{10} = \frac{250}{10} = 25mm]$ = 8.57 mm .

On prendre: $\varphi_t = 8\ mm$.

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4}$ = 0.50 cm^2 ; $A_t = a_t * n_t$ avec $\mathbf{n_t = 4}$

A_t = 2 cm^2 Donc: on adoptera: $\mathbf{A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2}$

- ✓ **Vérification du RPA99 version2003 :** **[Art 7.5.2.2]** (1)

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min $[\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5cm$; $12\varphi_l = 12 * 0.8 = 9.6cm]$ =7.5 cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =24.75cm; 40cm] = 24.75cm.

On adopte les valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 7cm ≤ 7.5cm…….…..…….**..... CV**

Zone courante : St = $\frac{h}{2}$= 15 cm ≤ $\overline{S_t}$ =24.75 …….**..... CV**

- ✓ **Vérification de section minimale :**

$\frac{A_t}{b.S_t}$ FeE =$\frac{2.01}{30*15}$ *400 = 1.79 MPa ≥ 0.4 MPa ……..…..…….**..... CV**

$\frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{30*15} = 4.47*10^{-3} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3*f_{t28}*k)}{0.9FeE(\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{1.15(1.59-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0+1)} = 3.07 * 10^{-3}$…….**..... CV**

- ✓ **Vérification de flèche :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0.081 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{40.55}{15*40.55} = 0.067$ ..…….....…….…..**..... CV**

$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{30*27.5} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{FeE} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$..…….**..... CV**

<u>Commentaire:</u>

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

III.4.3.5. Escalier hélicoïdale : (Type 5)

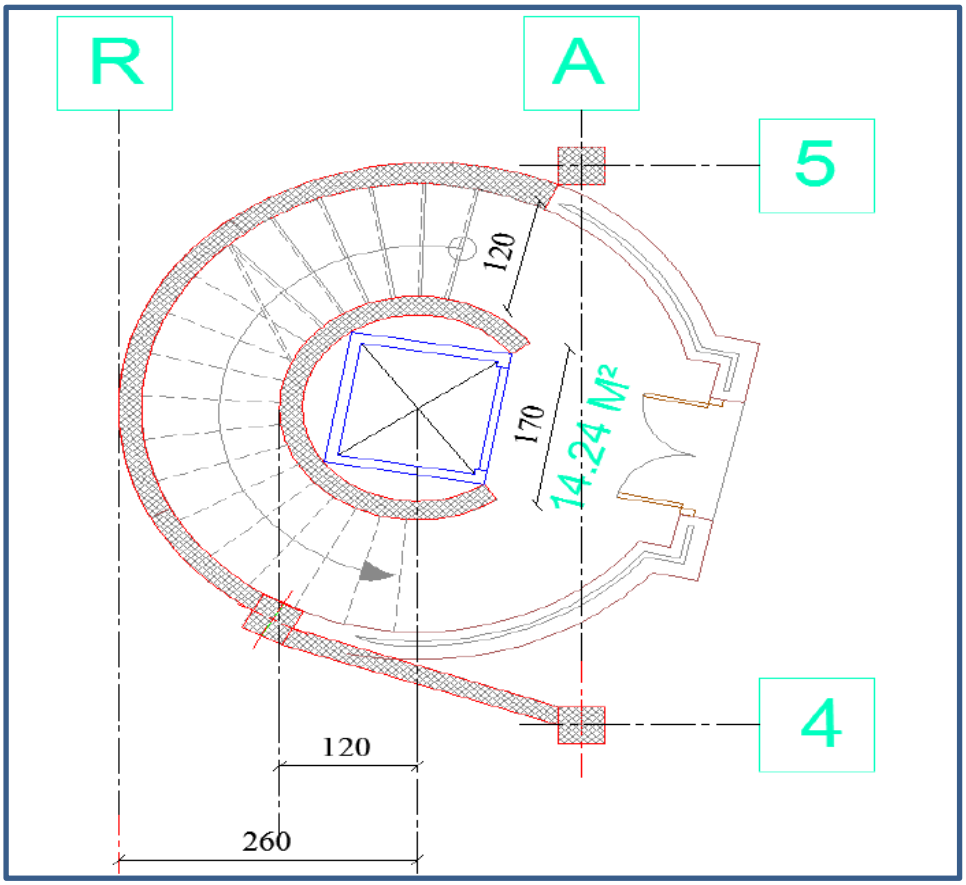


Figure III.37. Schéma statique de l'escalier (type 5)

III.4.3.5.A. Méthode de calcul : (4)

Dans ce type d'escalier, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie ou poutraison). Le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de portées égales à L.

$$(\frac{L}{2})^2 = a^2 - \frac{(a+b)^2}{2} = \frac{(a-b)(3a+b)}{4}$$

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)}$$

$$M = \frac{q\,L\,\hat{}\,2}{8} = q\,\frac{(a-b)(3a+b)}{8}$$

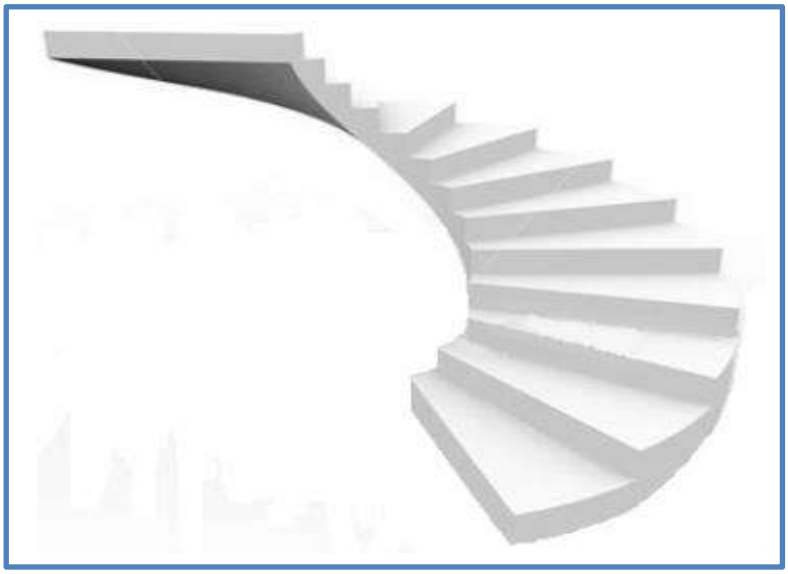


Figure III.38. Escalier à paillasse hélicoïdale

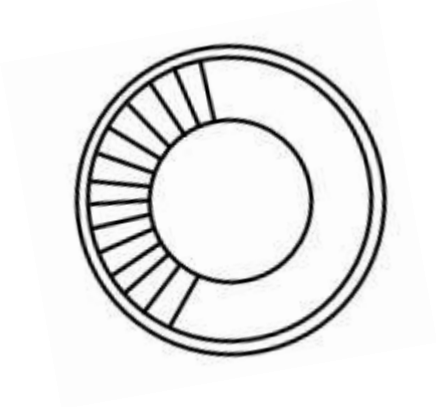


Figure III.38.a

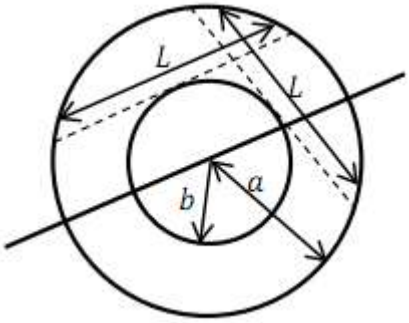


Figure III.38.b

Les aciers principaux sont placés comme l'indique la (figure III.38.c), les aciers de répartition peuvent être, soit perpendiculaires à ceux-ci, soit mieux, radiaux. La méthode est simpliste, on peut se demander ce qu'elle vaut. NICOLSKY l'a comparée avec celle déduite d'une méthode élastique ; il calcule ainsi un moment tangentiel M_t et un moment radial M_r (figure III.38.d).

$$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} \quad \text{et} \quad M_r \text{ faible}$$

Il a été ainsi constaté que la méthode courante conduit à des résultats légèrement en excès (pour M_t qui est le moment de flexion principal).

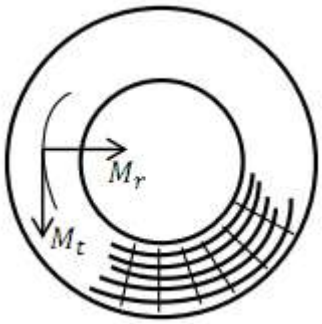


Figure III.38.c

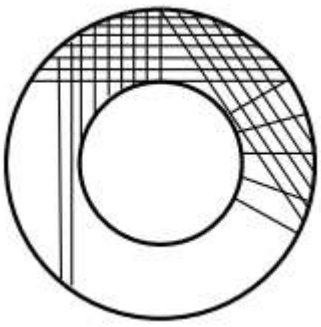


Figure III.38.d

III.4.3.5.B. Pré dimensionnement :

h = 17cm

$P_1 = \frac{\pi D1}{2} = \frac{3.14 \times 2.4}{2} = 3.77$ m

$P_2 = \frac{\pi D2}{2} = \frac{3.14 \times 4.8}{2} = 7.54$ m

Nombre de marche 17

Nombre de contre marche 18

$g_{min} = \frac{377}{17} = 22.18$cm

$g_{max} = \frac{754}{17} = 44.35$cm

$\alpha = 10.59^{o}$

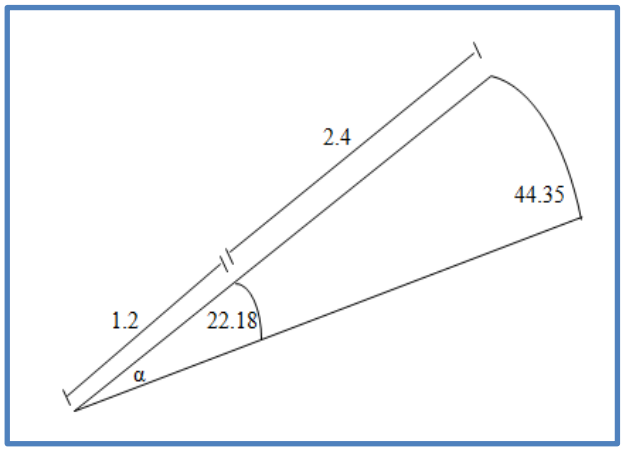


Figure III.39. Dimensions d'un escalier (type 5)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$ $\quad \frac{754}{35} = 21.54 \leq e_p \leq \frac{754}{30} = 25.13$

On adopte: **e = 25cm**

❖ **Calcul de l'angle d'inclina9ison α :**

$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52°$

III.4.3.5.C. Évaluation des charges permanentes de la paillasse :

III.4.3.5.C.1. Charges permanentes :

Tableau III.65. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.25/Cos α	25	7.41
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**11.24**

III.4.3.5.C.2. Charges d'exploitations :

- Usage commerciale : Q = 4 KN/m^2
- Usage d'habitation : Q = 2.5 KN/m^2

III.4.3.5.D. Combinaison des charges :

Tableau III.66. Combinaisons des charges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
			P_U = 1.35G+1.5Q (KN/m^2)	P_S = G+Q (KN/m^2)
Commerce	11.24	4	21.17	15.24
Habitation	11.24	2.5	18.92	13.74

a = 2.4m et b = 1.2 m

L = $\sqrt{(a-b)(3a+b)}$ = $\sqrt{(2.4-1.2)(3(2.4)+1.2)}$ = **3.175 m**

III.4.3.5.E. Ferraillage :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage), donc le calcul se fait à usage commerciale :

$M_U = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{21.17\ (3.175)^2}{8}$ = 26.68 KN.m

$M_S = \frac{qs\ L^2}{8} = \frac{15.24(3.175)^2}{8}$ = 19.20 KN.m

$M_t = q\frac{(a-b)(a+2b)}{6} = 21.17\ \frac{(2.4-1.2)(2.4+2(1.2))}{6}$ = 20.32 KN.m

1) <u>A l'E.L.U :</u>

Tableau III.67. Calcul des sections d'acier de la paillasse

M_u (KN.m)	μ	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)	A rép cal (cm^2)	A rép choisis (cm^2)
26.68	0.037	0	3.47	2.5	**4HA12=4.52**	1.13	**3HA10 = 2.35**

Vérification de l'espacement :

$S_{t1} = \frac{100}{4}$ = 25cm, S_{t1} = 25cm ≤ Min (3h=75cm ; 33cm) = 33cm ……..…….. CV

$S_{t2} = \frac{100}{3}$ = 33.33cm, S_{t2} =33.33 cm ≤ Min (4h=100cm ; 45cm) = 45cm ..……..……. CV

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V\,u}{b0\,d} = \frac{100.58\,x\,10^3}{1000\,x\,225} = 0.45$ MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\tau = \text{Min}\,(\frac{0.2\,x\,f\,c28}{\gamma b} = 3.33\text{MPa}\ ;\ 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = 0.45\ \text{MPa} \leq \tau = 3.33\text{MPa}$ ……...……. CV

2) A l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b \leq 0.6\,f\,c28 = 15$ MPa

Tableau III.68. Vérification à l'E.L.S

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
travées	4.52	19.20	$Y^2 + 13.56Y - 3051 = 0$ ➡ Y= 4.89	2.49 x 10^4	3.77	15	vérifiée

III.4.3.5.F. Vérification de la flèche : **[Art B.6.5.3]** (2)

$\frac{h}{l} = \frac{0,25}{7.54} = 0.033 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{20.32}{20\times26.68} = 0.038$ …… **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{452}{1000\times225} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$…… **CV**

Commentaire :

Puisque il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche:**

Tableau III.69. Récapitulation des résultats de la flèche

$\mathbf{M_t}$(kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß1	σ_s(MPa)	**μ**	λ_i	λ_v
19.2	4.52	13.03	0.20	0.930	203	0.015	10.45	4.18
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{vi}(cm^4)	L(m)	F_i(mm)	F_v(mm)	Δf (mm)	$\overline{f}$(mm)	**Δf <$\overline{f}$**
136993.7	130186.66	141761.23	7.54	2.61	7.18	4.58	12.54	C.V

Commentaire :

Après la vérification de la flèche, on remarque que l'écart entre 4.58 et 12.54 est considérant à cet effet et afin d'adopter à l'économie ont essayé de rapprocher les deux valeurs. On choisit : **h= 20cm**

Tableau III.70. Récapitulation des résultats de la flèche

M_t(kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P %	ß$_1$	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
19.2	4.52	10.51	0.26	0.920	263.84	0.238	8.13	3.25
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{vi}(cm^4)	L(m)	F_i(mm)	F_v(mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f < \bar{f}$
70504.42	26389.08	43679.10	7.54	12.86	23.31	10.45	12.54	C.V

Maintenant l'écart entre 10.45 et 12.54 est maintenu comme moyenne de sécurité.

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. 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 sans 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.5.2 Méthode de calcul :

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

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

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

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

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

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

III.5.3. Principe de calcule :

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

Avec:

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ: Angle de rotation.

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

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

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

Travail intérieur: en fonction du moment.

III.5.4. Hypothèses du calcul :

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) les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) on schématise :

- Un côté 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 zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

III.5.5. Evaluation des sollicitations :

Tableau III.71. Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u	q_s
Terrasse	7.81	1	12.04	8.81
E.C.H	7.81	3.5	15.79	11.31
E.C.C	7.81	5	18.04	12.81

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant commerce.

$$\begin{cases} q_u = 18.04 KN/m^2 \\ q_s = 12.81 KN/m^2 \end{cases}$$

III.5.6. Les déférents types des dalles pleines :

III.5.6.1. <u>1er type</u> : (dalle reposant sur 2 appuis)

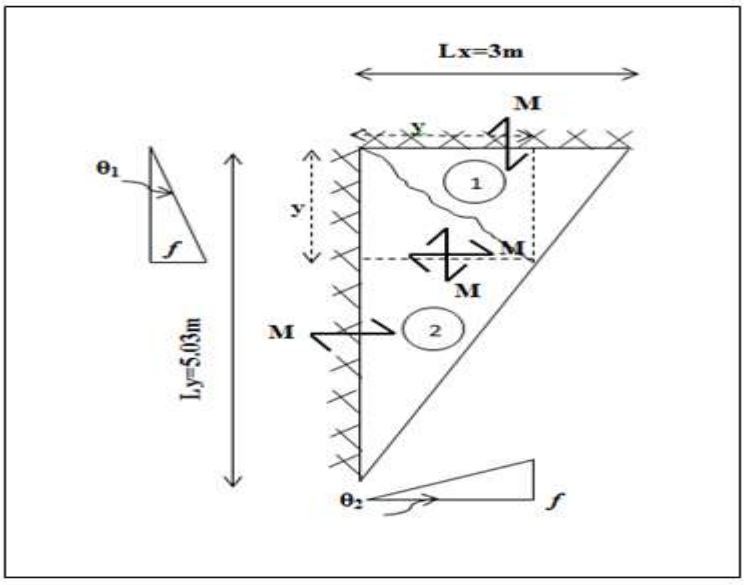


Figure III.40. Dalle pleine triangulaire reposant sur 2 appuis (type 1)

Travail externe : $T_{ext} = q\, f\, S$

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$ $\quad T_{ext} = T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext}$

$T^{1}_{ext} = q \frac{f}{3} S_1$

$T^{2}_{ext} = q \frac{f}{3} S_2$ $\quad T_{ext} = q \frac{f}{3} (S_1 + S_2)$

$T_{ext} = q \frac{f}{3} S_t = q \frac{f}{3} \left(\frac{3\,(5.03)}{2} \right)$ $\quad$ **$T_{ext} = 2.52\, q\, f$**

Travail interne : $T_{int} = M_i\, L_i\, \theta_i$

$\theta_1 = \theta_2 = \frac{f}{y}$

$T_{int} = \sum T_{int\,i} = T^{1}_{int} + T^{2}_{int}$

$T^{1}_{int} = M\, y \left(\frac{f}{y} \right) + M\,(3)\, \frac{f}{y}$ $\quad T^{1}_{int} = M\, f \left(1 + \frac{3}{y}\right)$

$T^{2}_{int} = M\, y \left(\frac{f}{y} \right) + M\,(5.03)\, \frac{f}{y}$ $\quad T^{2}_{int} = M\, f \left(1 + \frac{5.03}{y}\right)$

$T_{int} = M\, f \left(1 + \frac{3}{y} + 1 + \frac{5.03}{y}\right)$ $\quad$ **$T_{int} = M\, f \left(2 + \frac{8.03}{y}\right)$**

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $\quad (\sum T_{ext\,i} = \sum T_{int\,i})$

$2.52\, q\, f = M\, f \left(2 + \frac{8.03}{y}\right)$; $\quad \mathbf{M = q \left[\frac{2.52}{2 + \frac{8.03}{y}} \right]}$

Calcul de y :

$\frac{3-y}{3} = \frac{y}{5.03}$ ➡ y = 1.88m ; On remplace ‘y’ on trouve : **M=0.4q**

III.5.6.1.A. Calcul des moments :

Tableau III.72. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
q_u = 18.04 KN	q_s = 12.81 KN
$M_u = M = 0.4\, q_u$	$M_s = M = 0.4\, q_s$
$M_{tx} = M_{ty} = M$ =7.22KN.m $M_{ax} = M_{ay} = M$ =7.22KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M$ =5.12KN.m $M_{ax} = M_{ay} = M$ =5.12KN.m

III.5.6.1.B. Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

Tableau III.73. Résultats de ferraillage à ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	7.22	0.033	0.983	C.V	0	1.69	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.038	0.981	C.V	0	1.84	2.5	C.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
En Appuis	**X**	7.22	0.033	0.983	C.V	0	1.69	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.038	0.981	C.V	0	1.84	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**

Vérification de l'Espacement :

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

$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (4h = 100cm\ ;\ 45cm) = 45cm$ ……..…...…….……..... **CV**

2) A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.74. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
En Travée	**X**	5.12	3.14	0	2.99	5150.76	2.97	**15**	**CV**	141.76	**201.63**	**CV**
	Y		3.14	0	2.85	4295.77	3.4		**CV**	154.58		**CV**
En Appuis	**X**	5.12	3.14	0	2.99	5150.76	2.97	**15**	**CV**	141.76	**201.63**	**CV**
	Y		3.14	0	2.85	4295.77	3.4		**CV**	154.58		**CV**

III.5.6.1.C. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17\text{MPa}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x} = 20.84\ \text{KN}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 18.04\text{KN}$

$\tau_{ux} = \frac{20.84 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.167\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa}$ ..... **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.1.D. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{300} = 0.05 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{7.22}{20 \times 7.22} = 0.05$ ..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100 \times 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6.2. 2éme type : (dalle reposant sur 3 appuis)

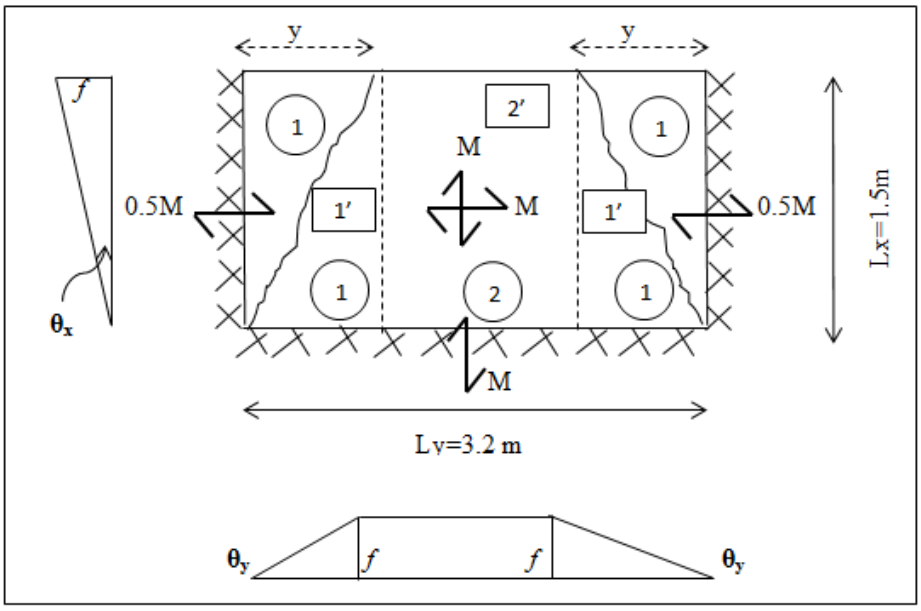


Figure III.41. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis (type 2)

Travail externe : $T_{ext} = q\, f\, S$

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$ $T_{ext} = 4\,T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext}$

$T^{1}_{ext} = q\,\frac{f}{3}\,(y\,\frac{1.5}{2})$; $4T^{1}_{ext} = q\, f\, y$

$T^{2}_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(3.2 - 2y)\,(1.5)$; $T^{2}_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(2.4 - 1.5y)$

$$\mathbf{T_{ext} = q\,\frac{f}{2}\,(2.4 - 0.5y)}$$

Travail interne : $T_{int} = M_i\, L_i\, \theta_i$

$\theta_y = \theta_y = \frac{f}{y}$; $\theta_x = \frac{f}{1.5}$

$T_{int} = \sum T_{int\,i} = 2\,T^{1'}_{int} + T^{2'}_{int}$

$T^{1'}_{int} = M\,(1.5)\,(\frac{f}{y}) + 0.5\,M\,(1.5)\,\frac{f}{y}$; $2\,T^{1'}_{int} = \frac{4.5}{y}\,M\,f$

$T^{2'}_{int} = M\,(2y)\,(\frac{f}{y}) + M\,(3.2)\,\frac{f}{1.5}$; $T^{2'}_{int} = \frac{M\,f}{y}\,(2y + 3.2)$

$$\mathbf{T_{int} = M\,f\,(\frac{4.5}{y} + 1.33y + 2.13)}$$

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $(\sum T_{ext\,i} = \sum T_{int\,i})$

$q\,\frac{f}{2}\,(2.4 - 0.5y) = M\,f\,(\frac{4.5}{y} + 1.33y + 2.13)$; $\mathbf{q = M\,[\,\frac{1.33y^2 + 2.13y + 4.5}{2.4y - 0.5\,y^2}\,]}$

$q = \frac{U}{V}$ $q' = 0$ $U'(y).V(y) - U(y).V'(y) = 0$

$-0.86\,y^2 + 9.61y - 10.8 = 0$; $y = 1.27m$; $q = 4.17M$; **M=0.24q**

III.5.6.2.A. Calcul des moments :

Tableau III.75. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
$q_u = 18.04$ KN	$q_s = 12.81$ KN
$M_u = M = 0.24\,q_u$ $M = 0.24\,(18.04) = 4.33$KN.m	$M_s = M = 0.24\,q_s$ $M = 0.24\,(12.81) = 3.07$KN.m
$M_{tx} = M_{ty} = M = 4.33$KN.m $M_{ax} = M = 4.33$KN.m $M_{ay} = 0.5\,M = 2.17$KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M = 3.07$ KN.m $M_{ax} = M = 3.07$ KN.m $M_{ay} = 0.5\,M = 1.54$ KN.m

III.5.6.2.B. Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

Tableau III.76. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A_{fin} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	4.33	0.020	0.990	C.V	0	1.01	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.023	0.988	C.V	0	1.1	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
En Appuis	**X**	4.33	0.02	0.990	C.V	0	1.01	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y	2.17	0.012	0.994	C.V	0	0.55	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**

- **Vérification de l'Espacement :**

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

$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (4h = 100cm\ ;\ 45cm) = 45cm$ ……..…...……..... **CV**

2) A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.77. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
En Travée	**X**	3.07	3.14	0	2.99	5150.76	1.78	**15**	**C.V**	85	**201.63**	**C.V**
	Y		3.14	0	2.85	4295.77	2.04		**C.V**	92.69		**C.V**
En Appuis	**X**	3.07	3.14	0	2.99	5150.76	1.78	**15**	**C.V**	85	**201.63**	**C.V**
	Y	1.54	3.14	0	2.85	4295.77	1.02		**C.V**	46.49		**C.V**

III.5.6.2.C. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17MPa$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 10.96\ KN$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 9.02\ KN$

$\tau_{ux} = \frac{10.96\ x\ 10^3}{1000\ x\ 125} = 0.09MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ ……..…… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.2.D. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{4.33}{20\ x\ 4.33} = 0.05$ ..…….....….....**CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...……...…….....**CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...……...…….....**CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. La dalle machine :

III.6.1. 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, appelée cage d'ascenseur de surface **S=3.52m^2.**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu' 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.6.2. Pré dimensionnement :

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

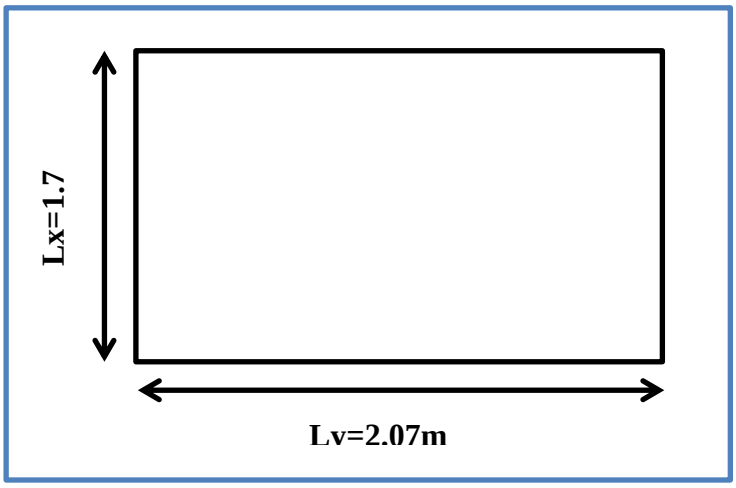


Figure III.42. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

1) **Résistance à la flexion :**

$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}$; $\frac{170}{45} = 3.88cm \leq ep \leq \frac{170}{40} = 4.25cm$ on prendre : **ep=4cm**

2) <u>Condition de L'E.N.A.S.C :</u>

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

Donc : on prend **ep=25cm.**

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.6.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.78. Évaluation des charges permanentes

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
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 nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

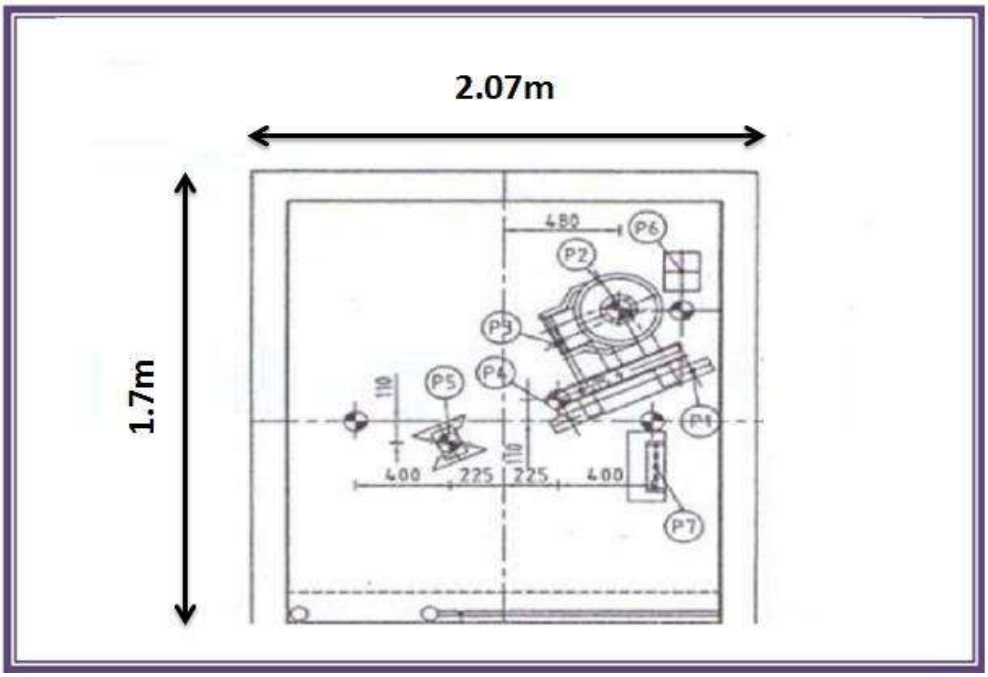


Figure.III.43. Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau III.79. Poids de la machine

P (KN)						
P1	*P2*	*P3*	*P4*	*P5*	*P6*	*P7*
45	35	70	90	125	100	23

$q = \frac{\sum P_i}{S} = 138.64\ KN/m^2$; $G_{tot} = 6.61 + 138.64 = 145.25 KN/m^2$

III.6.3.2. Charges d'exploitations :

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

III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle :

Tableau III.80. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_s (KN/m^2)
145.25	5	203.59	150.25

III.6.4. Calcul des sollicitations :

- ✓ **Méthode de calcul :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.07} = 0.82 \geq 0.4$$

Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

III.6.4.1. Méthode forfaitaire :

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

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 : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'état limite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

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. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$

$M_{ty} = 0.85 M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = - 0.3 M_x$ (appuis de rive)

Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75 M_x$

$M_{ty} = 0.75 M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = - 0.5 M_x$ (appuis de intermédiaire)

$\left\{ \begin{array}{l} Q=5KN/m^2 \leq \text{Min } (2G= ;\ 5KN/m^2) = 5KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ CV} \\ \text{Un panneau rectangulaire } \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ CV} \\ \text{Une charge uniformément repartie } \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ CV} \end{array} \right.$

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

III.6.4.1.A. Calcul des moments :

Tableau III.81. Les efforts internes

E.L.U		**E.L.S**
$M_x = \mu_x P_u L_x$ $M_y = \mu_y M_x$		$M_x = \mu_x P_s L_x$ $M_y = \mu_y M_x$
P_u = 203.59KN/m^2		**P_s = 150.25KN/m^2**
$\mu_x = 0.0607$ $\mu_y = 0.7381$	$\rho = 0.82$	$\mu_x = 0.0539$ $\mu_y = 0.6313$
$M_x = 0.0539 \times 203.59 \times (1.7)^2 = 31.71$ KN.m $M_y = 0.6313 \times 31.71 = 20.02$ KN.m		$M_x = 0.0607 \times 150.25 \times (1.7)^2 = 26.36$ KN.m $M_y = 0.7381 \times 26.36 =$ KN.m
$M_{tx} = 0.85\ M_x$ **$M_{ty} = 0.85\ M_y$** **$M_{ax} = M_{ay} = -0.3\ M_x$**		
$M_{tx} = 0.85 \times 31.71 = 26.95$ KN.m $M_{ty} = 0.85 \times 20.02 = 17.02$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times 31.71 = -9.51$ KN.m		$M_{tx} = 0.85 \times 26.36 = 22.41$ KN.m $M_{ty} = 0.85 \times 19.46 = 16.54$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times 26.36 = -7.91$ KN.m

III.6.4.1.B. Le ferraillage (flexion simple) :

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 25 - 2 - \frac{1}{2} =$ **22.5cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 22.5 - \frac{1+1}{2} =$ **21.5cm**

$\mu_l = 0.392$

Tableau III.82. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A_{fin} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	26.95	0.037	0.981	CV	0	3.51	2.5	CV	3.51	**4HA12 = 4.52**
	Y	17.02	0.026	0.988	CV	0	2.3	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
En Appuis	**X**	9.51	0.013	0.993	CV	0	1.22	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y	9.51	0.014	0.993	CV	0	1.28	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**

- **Vérification de l'Espacement :**

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

$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (4h = 100cm\ ;\ 45cm) = 45cm$ ……..…..…….…….... **CV**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.83. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ ()	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
En Travée	**X**	22.41	4.52	0	4.89	$2.5x10^4$	3.42	**15**	**CV**	184.94	**201.63**	**CV**
	Y	16.54	3.14	0	4.05	$1.7x10^4$	3.04		**CV**	196.27		**CV**
En Appuis	**X**	7.91	3.14	0	4.16	$1.8x10^4$	1.8	**15**	**C.**	119.31	**201.63**	**CV**
	Y	7.91	3.14	0	4.05	$1.7x10^4$	1.94		**CV**	125.03		**CV**

III.6.4.1.C. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{170} = 0.15 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{26.95}{20\ x\ 31.71} = 0.04$ ……..…….....…….....**CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{4.52}{100\ x\ 22.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..……..…….....**CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 21.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..……..…….....**CV**

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.4.2. Méthode des lignes de rupture :

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

✓ **Travail externe :** $T_{ext} = q.s.\frac{f}{3}$

$\Sigma T_{ext} = 4T_{ext_1} + 2T_{ext_2} + 2T_{ext_3}$

$T_{ext_1} = q.\frac{1.7\,y}{4}.\frac{f}{3}$ donc : $4\,T_{ext_1} = 0.57\,q\,y\,f$

$T_{ext_2} = q.\frac{1.7\,y}{2}.\frac{f}{3}$ donc : $2\,T_{ext_2} = 0.57\,q\,y\,f$

$T_{ext_3} = q\,.\,(2.07 - 2y)\left(\frac{1.7}{2}\right).\frac{f}{2}$ donc : $2\,T_{ext\,3} = (1.76 - 1.7y)\,q\,f$

$$\mathbf{\Sigma T_{ext} = (1.76 - 0.56y)\,q\,f}$$

✓ **Travail interne :** $T_{int} = \Sigma M_i L_i \theta_i$

$\mathbf{\Sigma T_{int} = 2T_{int_1} + 2T_{int_2}}$

$\tan\theta x \approx \theta x = \frac{f}{0.85}$, $\tan\theta y \approx \theta y = \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}} = M\,L_y\theta x + 0.5M.\,L_y.\,\theta x$

$\mathbf{T_{int_1}} = 1.5\,M\,L_y\theta x$ donc : $2\mathbf{T_{int_1}} = 3\,M\,L_y\theta x$

$T_{int_1} = \frac{6.21}{0.85}.\,M\,.\,f = \mathbf{7.31\,M\,f}$

$\mathbf{T_{int_2}} = M\,L_x\theta y + 0.5\,M.\,L_x.\,\theta y$

$\mathbf{T_{int_2}} = 1.5\,M\,L_x\theta y$ donc : $2\,\mathbf{T_{int_2}} = 3\,M\,L_x\theta y$

$\mathbf{T_{int_2} = \frac{5.1}{y}\,M\,.\,f}$

$$\mathbf{\Sigma T_{int} = M\,f\left(\frac{5.1}{y} + 7.31\right)}$$

$\mathbf{\Sigma T_{ext}} = \Sigma\,\mathbf{T_{int}}$ $M\,f\left(\frac{5.1}{y} + 7.31\right) = (1.76 - 0.56y)\,q\,f$

$q = M\left(\frac{7.31y + 5.1}{1.76y - 0.56\,y^2}\right)$

$\frac{dq}{dy} = 0$ $4.1\,y^2 + 5.71\,y - 8.98 = 0$ **y = 0.94m**

$q = M\left(\frac{7.31(0.94) + 5.1}{1.76(0.94) - 0.56\,(0.94)^2}\right)$; **q = 10.32 M** donc : **M = 0.097 q**

III.6.4.2.A. Calcul des moments :

Tableau.III.84. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
q_u = 203.59 KN	q_s = 150.25KN
$M_u = 0.097\ q_u$ =0.097 x 203.59 = 19.75KN.m	$M_s = 0.097\ q_s$ = 0.097x 150.25= 14.57 KN.m
$M_{tx} = M_{ty} = M$ = 19.75KN.m $M_{ax} = M_{ay}$=0.5M= 0.5 x 19.75=9.88KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M$ = 14.57KN.m $M_{ax} = M_{ay}$ =0.5M= 0.5 x 14.57=7.29KN.m

III.6.4.2.B. Le ferraillage :

1) A l'ELU :

b=100cm, c= c'= 2.5cm, h= ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

d_x= 22.5cm ; d_y= 21.5cm ;

Tableau III.85. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	19.75	0.027	0.986	CV	0	2.56	2.5	CV	2.56	**4HA10 = 3.14**
	Y	19.75	0.030	0.985	CV	0	2.68	2.5	CV	2.68	**4HA10 = 3.14**
En Appuis	**X**	9.88	0.014	0.993	CV	0	1.2	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y	9.88	0.015	0.992	CV	0	1.33	2.5	CNV	2.5	**4HA10 = 3.14**

Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (3h= 75cm ; 33cm) = 33cm …….…….... **CV**

$S_a = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 45cm ……..…...…….…….... **CV**

2) A l'E.l.S :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.86. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
En Travée	**X**	14.57	3.14	0	4.16	$1.8x10^4$	2.91	**15**	**C.V**	192.6	**201.63**	**C.V**
	Y	14.57	3.14	0	4.05	$1.7x10^4$	2.84		**C.V**	183.18		**C.V**
En Appuis	**X**	7.29	3.14	0	4.16	$1.8x10^4$	1.66	**15**	**C.V**	109.96	**201.63**	**C.V**
	Y	7.29	3.14	0	4.05	$1.7x10^4$	1.78		**C.V**	115.23		**C.V**

III.6.4.2.C. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{170} = 0.15 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{19.75}{20\ x\ 19.75} = 0.05$ ..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 22.5} = 0.001 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 21.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ..... **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.4.2.D. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17MPa$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 122.68$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{122.68\ x\ 10^3}{1000\ x\ 225} = 0.55MPa$

$\tau_{ux} = 0.55$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ ..... **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 115.37KN$; $\tau_{ux} = \frac{115.37\ x\ 10^3}{1000\ x\ 215} = 0.54MPa$

$\tau_{ux} = 0.54$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ ..... **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Après le calcul des ferraillages de la dalle machine par les deux méthodes (méthode forfaitaire et méthode des linges des ruptures), on conclure qu'elle est le même ferraillage.

III.6.5. Vérification de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045\ U_c.\ h.\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $P_u = Max\ (P_1 ; P_2 ; P_3 ; P_4 ; P_5 ; P_6 ; P_7) = P_5$; **P_u = 125 KN**

$U_c = 2(U+V)$; $U_c = 2a + 2b + 4h + 8e$; $(a = b = e = 0)$

Donc : $U_c = 4h = 100cm$

P_u =125KN $\leq$ 0.045 (1000) (250) $\frac{25}{1.5}$ = 187.5 KN …….....…… **CV**

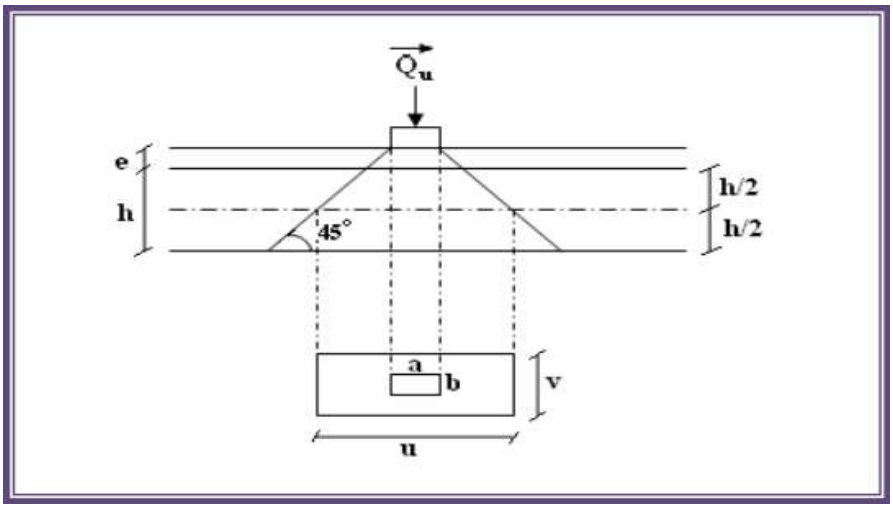


Figure.III.44. Vérification de non poinçonnement.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

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

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

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

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

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité 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 et situé dans une zone de sismicité moyenne Zone II_b.

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.
- *Groupe 3* : ouvrages de faible importance.

Dans ce projet, on a ouvrages de grande importance. **Groupe 1B**

IV.2.3. Classification de site : [Art 3.3] (1)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site ferme (Catégorie 2) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense 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 connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.3.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître 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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

IV.3.2. Centre de torsion :

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

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

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

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

Avec :

- **I_x et I_y :** Les inerties suivants 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 rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0\ (\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30\,n^2} - \frac{1}{30\,n^3}\right)\frac{20}{11}$ ….. Si $n \leq 11$

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : Inertie totale du refend.

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

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2\,c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

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

a : Demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w\ H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0 : Hauteur totale du refend.

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

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

H: Hauteur d'étage.

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

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

Avec : $\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

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

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

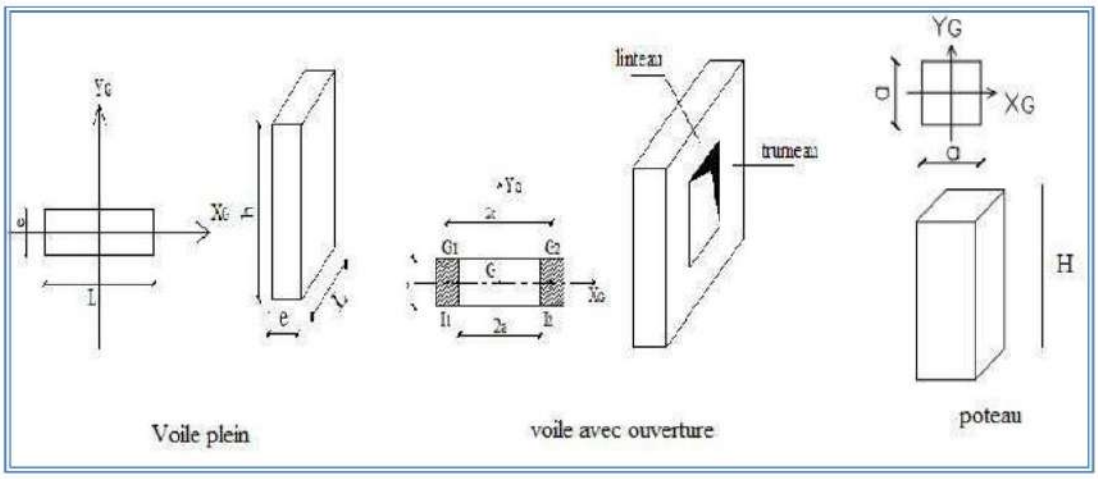


Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux

IV.3.3. Disposition du voile :

IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) :

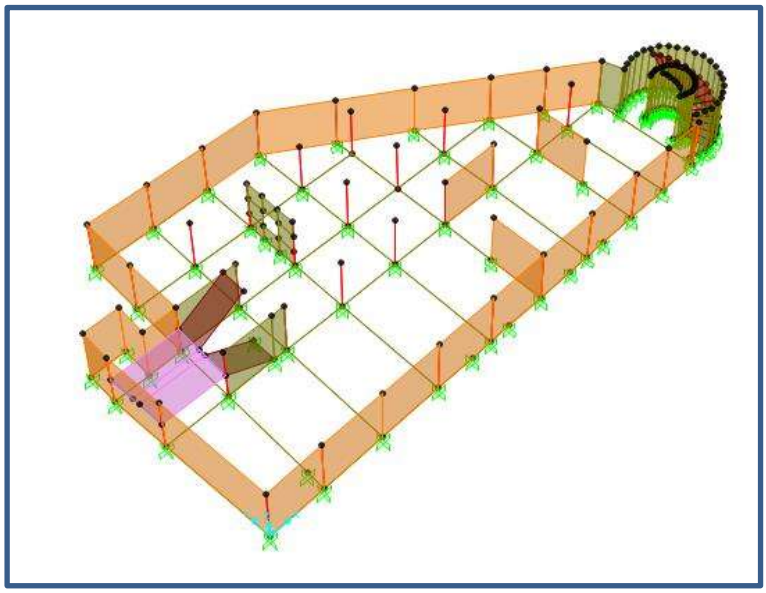


Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

- **1^{ér} disposition (voile de contreventement) :**

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	1.6132	1.2258	0.9711
Rotation (%)	12.20	0.30	49.20

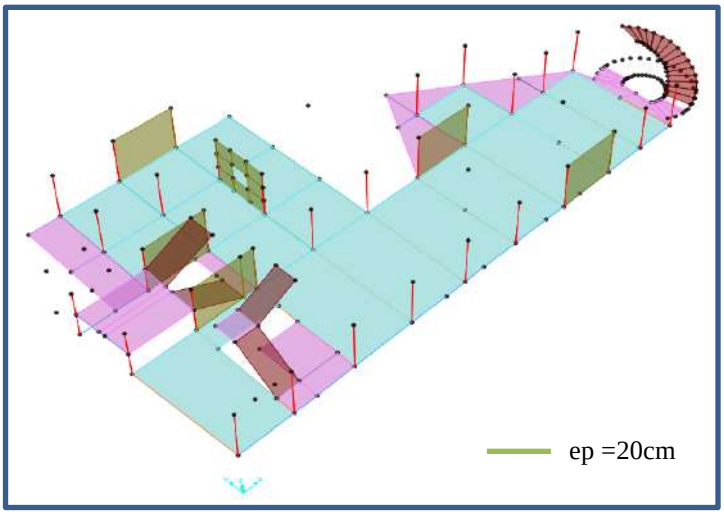


Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles

- **2éme disposition :**

Les modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	1.4195	1.0248	0.9391
Rotation (%)	7.30	7.10	46.90

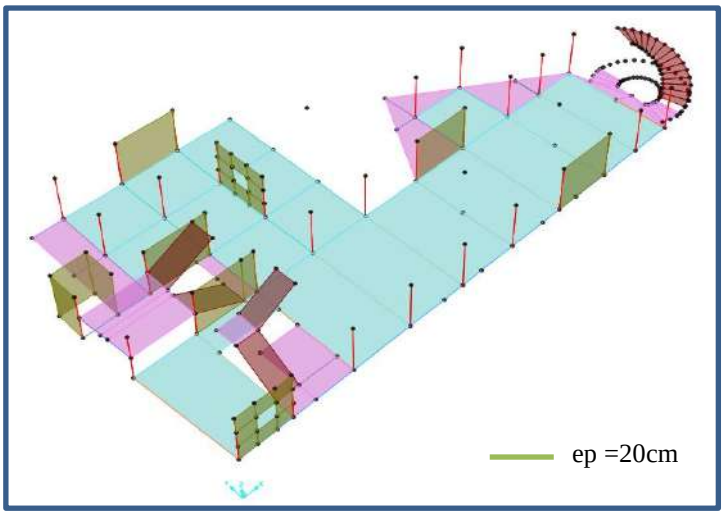


Figure IV.4. 2éme disposition des voiles

- **3éme disposition :**

Les modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	1.3254	0.9591	0.9146
Rotation (%)	10.10	0.60	50.70

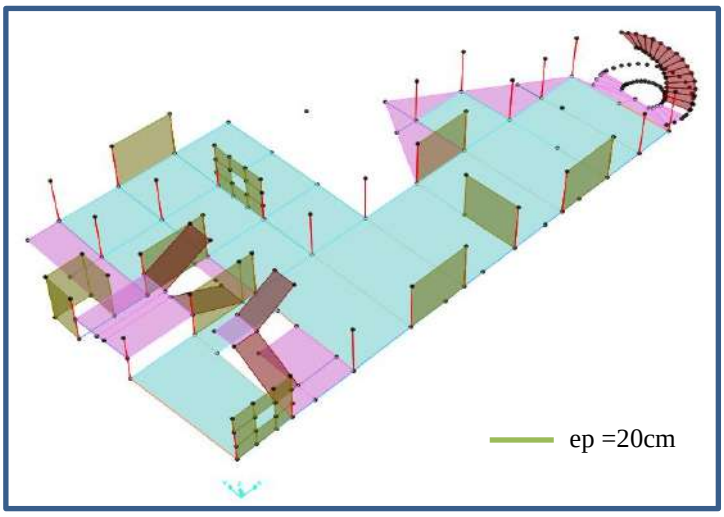


Figure IV.5. 3éme disposition des voiles

- **4éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	1.0313	0.9352	0.7141
Rotation (%)	11.70	4.30	55.50

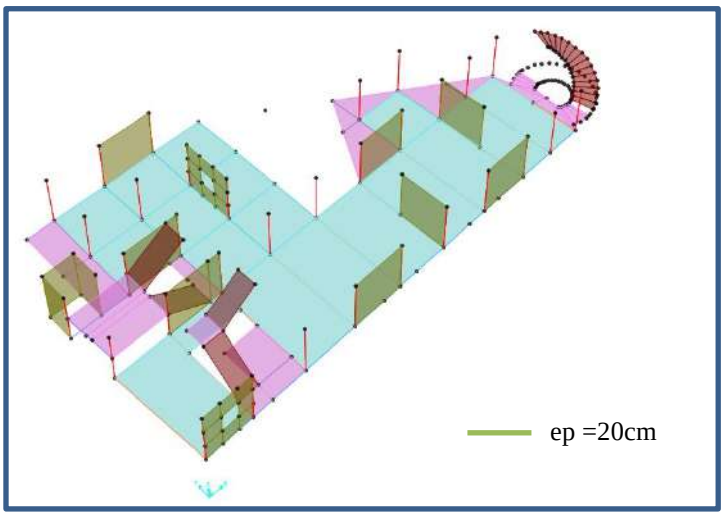


Figure IV.6. 4éme disposition des voiles

- **5éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.9563	0.8693	0.6469
Rotation (%)	0.82	0.24	58.75

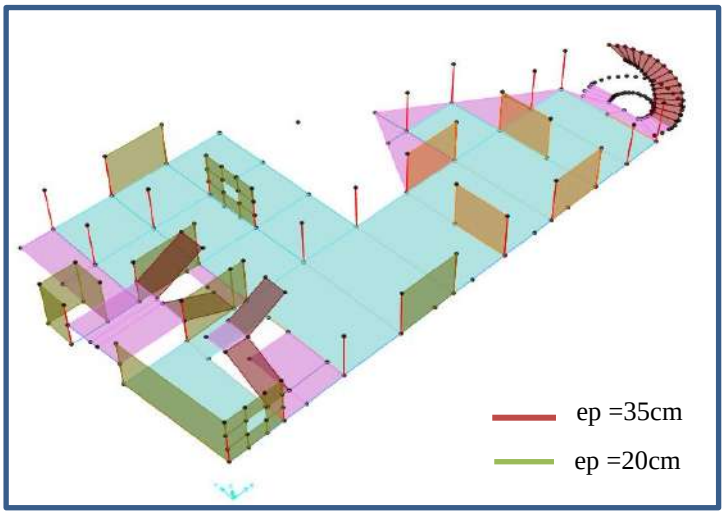


Figure IV.7. 5éme disposition des voiles (disposition finale)

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

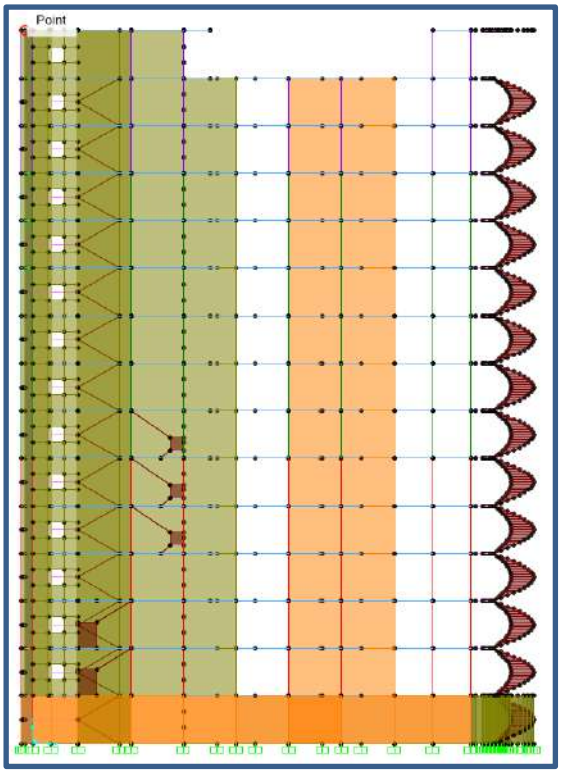


Figure IV.8. La vue en 2D (plan X-Z)

IV.3.3.3. Calcul de centre de masse :

Tableau IV.1. Calcule du centre de masse

Diaphragme	Niveau (m)	∑ Wi (KN)	∑ Wi*Xi	∑ Wi*Yi	X_G (m)	Y_G (m)
DIAPH 1	+42.84	2416.93	22501.6183	17619.4197	9.31	7.29
DIAPH 2	+39.78	4126.88	52370.1072	23358.1408	12.69	5.66
DIAPH 3	+36.72	4115.04	53248.6176	23455.728	12.94	5.70
DIAPH 4	+33.66	4467.48	57987.8904	23632.9692	12.98	5.29
DIAPH 5	+30.6	4551.50	58987.44	24122.95	12.96	5.30
DIAPH 6	+27.54	4256.20	54436.798	24260.34	12.79	5.70
DIAPH 7	+24.48	4464.51	57726.1143	24286.9344	12.93	5.44
DIAPH 8	+21.42	4615.56	62079.282	26954.8704	13.45	5.84
DIAPH 9	+18.36	5525.06	74146.3052	31327.0902	13.42	5.67
DIAPH 10	+15.3	5626.30	75561.209	31901.121	13.43	5.67
DIAPH 11	+12.24	5725.80	76782.978	32465.286	13.41	5.67
DIAPH 12	+9.18	5793.55	77343.8925	33197.0415	13.35	5.73
DIAPH 13	+6.12	6012.11	81764.696	30842.1243	13.60	5.13
DIAPH 14	+3.06	5706.02	76974.2098	32752.5548	13.49	5.74

IV.3.3.4. Calcul de centre de masse globale :

Tableau IV.2. Calcul du centre de masse total de la structure

	Wi (KN)	∑ Wi*Xi	∑ Wi*Yi	X_G (m)	Y_G (m)
∑	67402.94	881911.158	380150.57	13.08	5.64

IV.3.3.5. Calcul de centre de torsion :

Tableau IV.3. Calcule de centre de torsion

Diaphragme	Niveau (m)	$\sum I_{xi}$ (cm^4)	$\sum I_{yi}$ (cm^4)	$\sum I_{xi} * Y_i$	$\sum I_{yi} * X_i$	X_T (m)	Y_T (m)
DIAPH 1	+42.84	23880	19630	271754.4	118172,6	11.38	6.02
DIAPH 2	+39.78	36630	30860	534065,4	143499	14.58	4.65
DIAPH 3	+36.72	52790	47130	654068,1	229523,1	12.39	4.87
DIAPH 4	+33.66	76460	74360	968748,2	365107,6	12.67	4.91
DIAPH 5	+30.6	105100	107400	1377861	543444	13.11	5.06
DIAPH 6	+27.54	139200	139100	1734432	710801	12.46	5.11
DIAPH 7	+24.48	182400	192500	2420448	999075	13.27	5.19
DIAPH 8	+21.42	239400	255400	3210354	1366390	13.41	5.35
DIAPH 9	+18.36	314000	338400	4295520	1800288	13.68	5.32
DIAPH 10	+15.3	425800	466600	5837718	2477646	13.71	5.31
DIAPH 11	+12.24	632100	673200	8653449	3534300	13.69	5.25
DIAPH 12	+9.18	102400	1046000	1376256	5407820	13.44	5.17
DIAPH 13	+6.12	1822000	1790000	23922860	8932100	13.13	4.99
DIAPH 14	+3.06	4764000	3981000	60693360	18352410	12.74	4.61

IV.3.3.6. Calcul de centre de torsion globale :

Tableau IV.4. Calcul du centre de torsion total de la structure

	$\sum I_{xi}$ (cm^4)	$\sum I_{yi}$ (cm^4)	$\sum I_{xi} * Y_i$	$\sum I_{yi} * X_i$	X_T (m)	Y_T (m)
∑	8916160	9161580	116046414	449805576.3	13.02	4.91

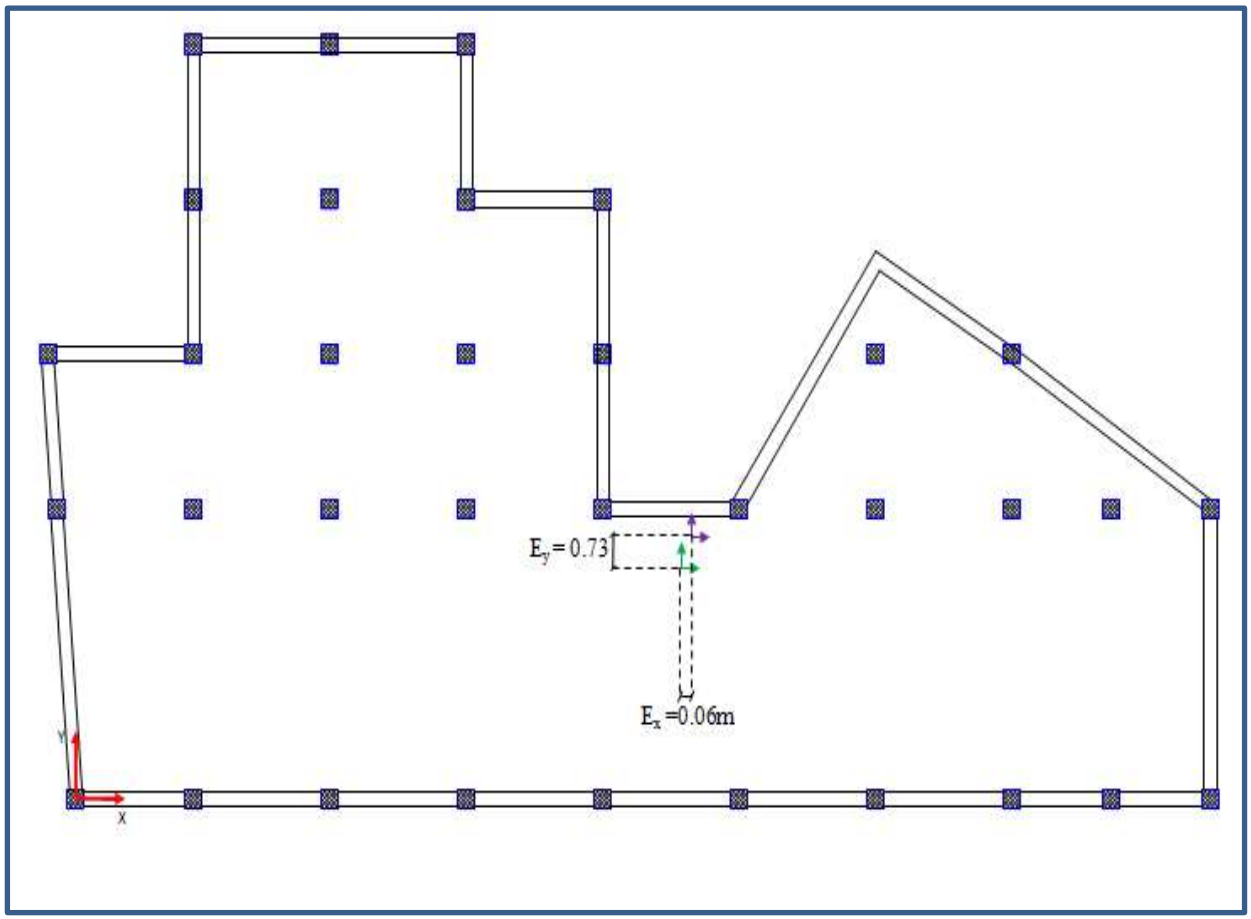


Figure IV.9. La disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.3.4. Calcul d'excentricité : [Art 3.5.1.a] (1)

À 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 = 32.04 m

Largeur du bâtiment = 18.80 m

IV.3.4.1. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.81 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.82 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 : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.5. Calcule d'excentricité théorique

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
+42.84	2,07	1,27	**4.81**	**2.82**	Vérifiée	Vérifiée
+39.78	1,89	1,01	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+36.72	0,55	0,83	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+33.66	0,31	0,38	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+30.6	0,15	0,24	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+27.54	0,33	0,59	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+24.48	0,34	0,25	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+21.42	0,04	0,49	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+18.36	0,26	0,35	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+15.3	0,28	0,36	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+12.24	0,28	0,42	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+9.18	0,09	0,56	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+6.12	0,47	0,14	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée
+3.06	0,75	1,13	4.81	2.82	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.4.3. Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] (1)

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

- 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.

$$\mathbf{E_X = 0.05\ L_x}$$

$$\mathbf{E_Y = 0.05\ L_y}$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 32.04 m donc : E_x= 1.6 m

Largeur du bâtiment : L_y= 18.80 m donc : E_y= 0.94 m

IV.3.4.4. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7] (1)

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

Tableau IV.6. Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	$Ex_{Théor}$ (m)	Ex_{ACC} (m)	$Ex_{Théor} \pm Ex_{ACC}$ (m)		$Ey_{Théor}$ (m)	Ey_{ACC} (m)	$Ey_{Théor} \pm Ey_{ACC}$ (m)	
+42.84	2,07	1.6	3,67	0,47	1,27	0.94	2,21	0,33
+39.78	1,89	1.6	3,49	0,29	1,01	0.94	1,95	0,07
+36.72	0,55	1.6	2,15	1,05	0,83	0.94	1,77	0,11
+33.66	0,31	1.6	1,91	1,29	0,38	0.94	1,32	0,56
+30.6	0,15	1.6	1,75	1,45	0,24	0.94	1,18	0,7
+27.54	0,33	1.6	1,93	1,27	0,59	0.94	1,53	0,35
+24.48	0,34	1.6	1,94	1,26	0,25	0.94	1,19	0,69
+21.42	0,04	1.6	1,64	1,56	0,49	0.94	1,43	0,45
+18.36	0,26	1.6	1,86	1,34	0,35	0.94	1,29	0,59
+15.3	0,28	1.6	1,88	1,32	0,36	0.94	1,3	0,58
+12.24	0,28	1.6	1,88	1,32	0,42	0.94	1,36	0,52
+9.18	0,09	1.6	1,69	1,51	0,56	0.94	1,5	0,38
+6.12	0,47	1.6	2,07	1,13	0,14	0.94	1,08	0,8
+3.06	0,75	1.6	2,35	0,85	1,13	0.94	2,07	0,19

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 suivantes selon leurs conditions d'application :

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

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

Pour notre structure, la hauteur (H = 42.84m) dépassant le 30 m, donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V19.1'.

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1. Principe :

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

IV.4.3.2. Modélisation :

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

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : [Tab.4.1] (1)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,

Pour notre ouvrage on a : (zone II_b, groupe d'usage B1) A = 0.25

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule : $\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7}$ Tableau 4.2

Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ = 10% **[Tab 4.2.]** (1) ; Donc : **η = 0,764**

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

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

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

Donc : R = 3.5

- Justification du coefficient de comportement R:

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx Poteaux (KN)	Tx Voiles (KN)
DIAPH1_42.84	2491.617	962.050	1529.567	428.379	0.000	428.379
DIAPH2_39.78	6152.360	2198.870	3953.490	956.547	0.000	956.547
DIAPH3_36.72	9685.234	3461.990	6223.244	1443.525	0.000	1443.525
DIAPH4_33.66	13859.748	5962.052	7897.696	1806.411	0.000	1806.411
DIAPH5_30.60	17890.147	7774.536	10115.611	2079.219	0.000	2079.219
DIAPH6_27.54	21671.121	9452.127	12218.994	2272.514	0.000	2272.514
DIAPH7_24.48	25629.221	11228.341	14400.880	2454.566	0.000	2454.566
DIAPH8_21.24	29706.210	13133.684	16572.526	2658.520	0.000	2658.520
DIAPH9_18.36	34029.110	15359.199	18669.911	2774.660	0.000	2774.660
DIAPH10_15.30	38791.969	19960.962	18831.007	3084.914	0.000	3084.914
DIAPH11_12.24	43260.321	22530.994	20729.327	3392.547	0.000	3392.547
DIAPH12_9.18	47733.139	25048.376	22684.763	3745.298	0.000	3745.298
DIAPH13_6.12	52324.224	27644.703	24679.521	3829.889	0.000	3829.889
DIAPH14_3.06	56769.531	30420.944	26348.587	3886.937	0.000	3886.937

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
DIAPH1_42.84	100	38.611	61.389	100	0.000	100.000
DIAPH2_39.78	100	35.740	64.260	100	0.000	100.000
DIAPH3_36.72	100	35.745	64.255	100	0.000	100.000
DIAPH4_33.66	100	43.017	56.983	100	0.000	100.000
DIAPH5_30.60	100	43.457	56.543	100	0.000	100.000
DIAPH6_27.54	100	43.616	56.384	100	0.000	100.000
DIAPH7_24.48	100	43.811	56.189	100	0.000	100.000
DIAPH8_21.42	100	44.212	55.788	100	0.000	100.000
DIAPH9_18.36	100	45.135	54.865	100	0.000	100.000
DIAPH10_15.30	100	51.456	48.544	100	0.000	100.000
DIAPH11_12.24	100	52.082	47.918	100	0.000	100.000
DIAPH12_9.18	100	52.476	47.524	100	0.000	100.000
DIAPH13_6.12	100	52.833	47.167	100	0.000	100.000
DIAPH14_3.06	100	53.587	46.413	100	0.000	100.000

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx Poteaux (KN)	Tx Voiles (KN)
DIAPH1_42.84	1992.835	962.050	1030.785	387.718	0.000	387.718
DIAPH2_39.72	4827.594	2198.870	2628.724	755.025	0.000	755.025
DIAPH3_36.72	7619.090	3461.990	4157.100	1153.706	0.000	1153.706
DIAPH4_33.66	11330.176	5962.052	5368.124	1522.343	0.000	1522.343
DIAPH5_30.60	14587.841	7774.536	6813.305	1874.689	0.000	1874.689
DIAPH6_27.54	17687.803	9452.127	8235.676	2177.628	0.000	2177.628
DIAPH7_24.48	20893.951	11228.341	9665.610	2486.346	0.000	2486.346
DIAPH8_21.42	24310.564	13133.684	11176.880	2718.430	0.000	2718.430
DIAPH9_18.36	27778.049	15359.199	12418.850	2984.923	0.000	2984.923
DIAPH10_15.30	33161.232	19960.962	13200.270	3255.613	0.000	3255.613
DIAPH11_12.24	37028.269	22530.994	14497.275	3645.360	0.000	3645.360
DIAPH12_9.18	40874.097	25048.376	15825.721	4085.949	0.000	4085.949
DIAPH13_6.12	44800.623	27644.703	17155.920	4398.830	0.000	4398.830
DIAPH14_3.06	48738.338	30420.944	18317.394	4864.280	0.000	4864.280

Tableau IV.10. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (%)	N_z Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant T_x (%)	T_x Poteaux (%)	T_x Voiles (%)
DIAPH1_42.84	100	48.275	51.725	100	0.000	100.000
DIAPH2_39.78	100	45.548	54.452	100	0.000	100.000
DIAPH3_36.72	100	45.438	54.562	100	0.000	100.000
DIAPH4_33.66	100	52.621	47.379	100	0.000	100.000
DIAPH5_30.60	100	53.295	46.705	100	0.000	100.000
DIAPH6_27.54	100	53.439	46.561	100	0.000	100.000
DIAPH7_24.48	100	53.740	46.260	100	0.000	100.000
DIAPH8_21.42	100	54.025	45.975	100	0.000	100.000
DIAPH9_18.36	100	55.293	44.707	100	0.000	100.000
DIAPH10_15.30	100	60.194	39.806	100	0.000	100.000
DIAPH11_12.24	100	60.848	39.152	100	0.000	100.000
DIAPH12_9.18	100	61.282	38.718	100	0.000	100.000
DIAPH13_6.12	100	61.706	38.294	100	0.000	100.000
DIAPH14_3.06	100	62.417	37.583	100	0.000	100.000

d) Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

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

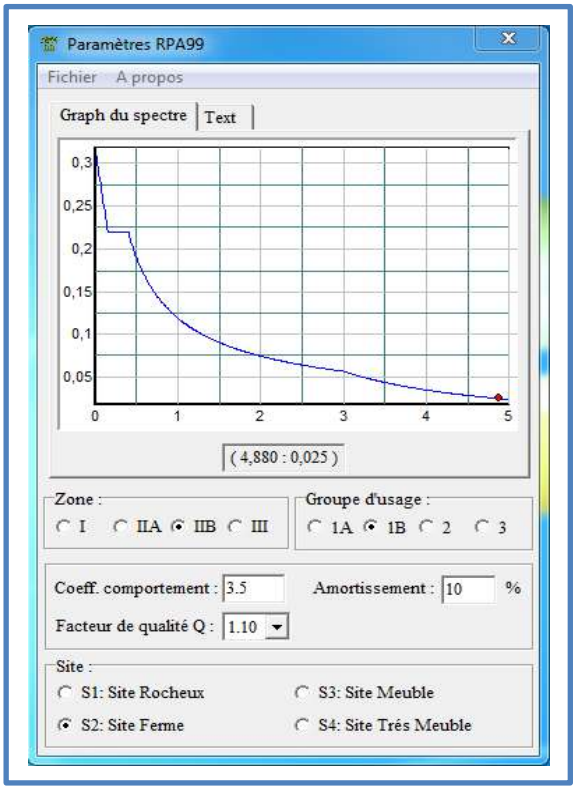


Figure IV.10. Spectre de réponse (X)

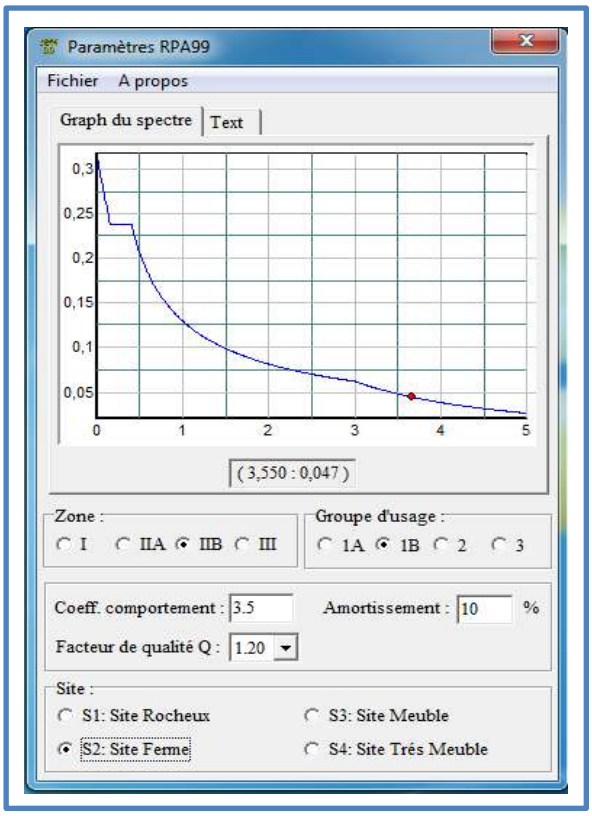


Figure IV.11. Spectre de réponse (Y)

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 tête.
- Vérification des déplacements inter étages.
- 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 pour les trois premiers modes :

Tableau IV.12. Le comportement des trois premiers modes

Modes	1^{er} mode	$2^{éme}$ mode	$3^{éme}$ mode
Comportement	Translation pure suivant la première diagonale	Translation pure suivant la deuxième diagonale	rotation autour de l'axe Z
Période (s)	0.9563	0.8693	0.6496

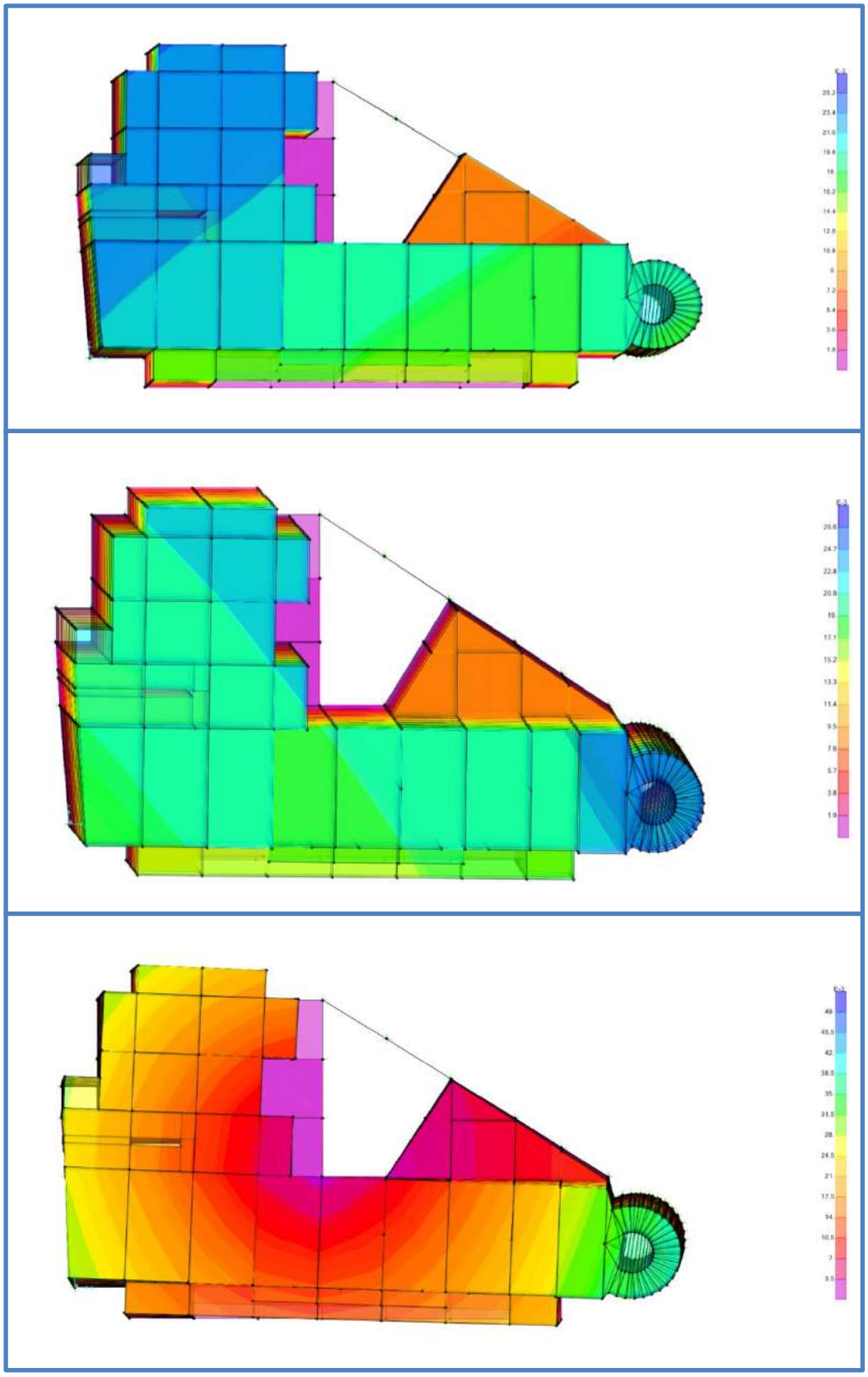


Figure IV.12. Le comportement des trois premiers modes

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 masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après ≪RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.≫

Tableau IV.13. Vérification de participation massique**.**

Mode (i)	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	Cumulée de U_x(%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z(%)
1	0.9563	**37.03**	**22.47**	0.82	37.03	22.47	0.82
2	0.8693	**21.36**	**37.66**	0.24	58.39	60.13	1.05
3	0.6469	1.09	0.00	**58.75**	59.48	60.13	59.8
4	0.2485	8.86	8.90	0.41	68.34	69.03	60.22
5	0.2153	9.25	10.27	0.02	77.58	79.30	60.23
6	0.1687	0,00	0.00	0.00	77.58	79.30	60.24
7	0.1561	0.39	0.42	19.39	77.97	79.72	79.62
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
78	0.0464	0.08	0.20	0.01	88.48	**90.03**	86.57
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
143	0.0392	0.13	0.05	0.00	**90.02**	91.74	89.82
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
226	0.0305	0.02	0.00	0.12	91.20	93.19	**90.10**
∑	**13.5364**						

Commentaire :

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke ou **78** modes suivant l'axe Y et **143** modes suivant l'axe X et **226** modes suivant l'axe Z.

Selon RPA version 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 =14 donc : K ≥ 3 $\sqrt{14}$ = 11.22 on prend : K=12

T_K = 0.102318 ≤ 0.20sec …….…… 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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 Art 4.2.6).

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

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 :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x.}{R}.W \quad ; \quad V_x = \frac{A.D_y.Q_y.}{R}.W$$

Avec :

- ✓ **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,25**
- ✓ **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

- Selon RPA version 2003 : **[Art 4.2.3]** (1)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\,s \\ 2.5\eta\,(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}\,(\frac{3}{T})^{\frac{3}{5}} & T \ge 3s \end{cases}$$

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,4 s**, tableau 4.7 (avec site S_2).

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

ξ = 10% tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.764

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

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

T_x = 0.681s. ; T_y = 0.889s

Donc: D_x = 1.11 ; D_y = 0.93

- ✓ **R : coefficient de comportement global de la structure**

R =3.5

- ✓ **Q : facteur de qualité :** Q_x= 1.1 ; Q_y=1.2

- ✓ **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + ß_1 W_{Q1i} + ß_2 W_{Q2i}$

$\beta_1 = 0.6$ et $\beta_2 = 0.2$

Poids de la structure : **W=77898,825 KN**

Tableau IV.14. Calcul de la force sismique

	Type	Fx	Fy	Fz
Edx	Max	4625.60	1630.53	92.29
Edy	Max	1565.89	4635.83	65.90
G+ $0.6Q_1$+$0.2Q_2$	Max	0.797	1.09^{E} -05	67402.94

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	A	D	R	Q	∑Wi (KN)	Vs (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8V_s$
X	0.25	1.11	3.5	1.1	67402.94	4925.23	4625.60	0.94	Vérifiée
Y	0.25	0.93	3.5	1.2	67402.94	5372.98	4635.83	0.86	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

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

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force 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 : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

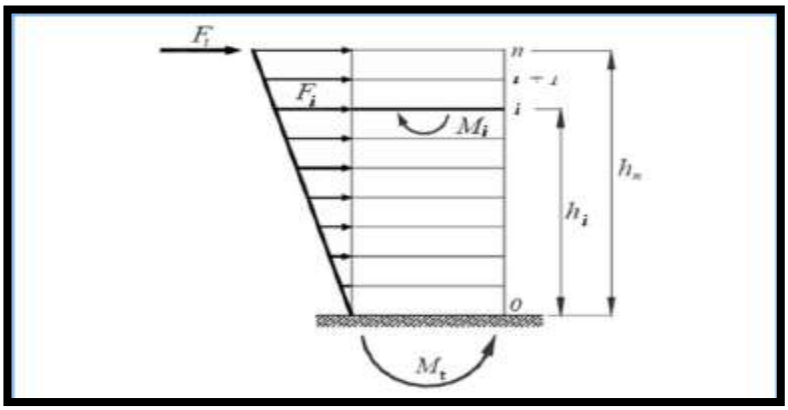


Figure IV.13. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

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

$$F_i = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V - F_t)$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & \text{Si T} \geq 0.7 \text{ s} \\ 0 & \text{Si T} < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: T = 0.4 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

$$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_x = \alpha_x.\, V_x \quad , \quad F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_y = \alpha_y.\, V_y$$

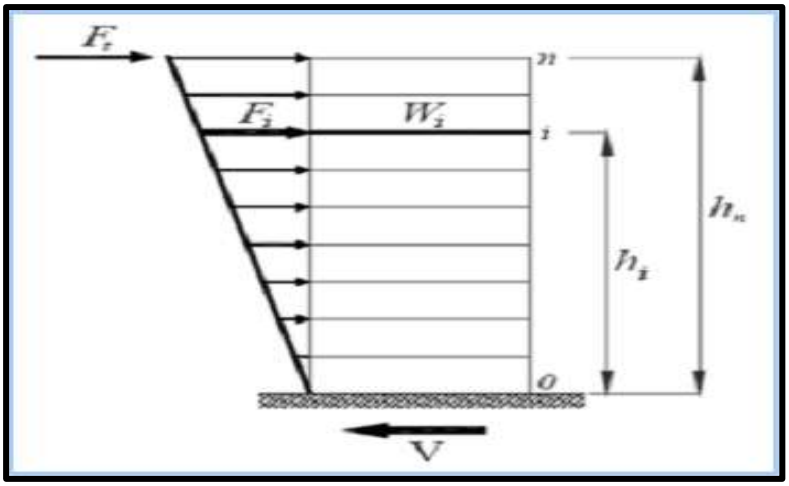


Figure IV.14. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

On a :

V_X = 4925.23KN et V_y = 5372.98KN

Tableau IV.16. Calcul du moment de renversement et la forces sismiques selon la hauteur

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)	$M_0 X_i$ (KN.m)	$M_0 Y_i$ (KN.m)
42.84	2416.93	103541,281	364,54	397,69	15617,3895	17037,1579
39.78	4126.88	164167,286	577,98	630,55	22993,0637	25083,3507
36.72	4115.04	151104,269	531,99	580,38	19535,5143	21311,4774
33.66	4467.48	150375,377	529,43	577,58	17821,1729	19441,2861
30.6	4551.50	139275,9	490,35	534,95	15005,2365	16369,3544
27.54	4256.20	117215,748	412,68	450,22	11365,6779	12398,9255
24.48	4464.51	109291,205	384,78	419,78	9419,80844	10276,1581
21.42	4615.56	98865,2952	348,07	379,73	7456,04942	8133,87485
18.36	5525.06	101440,102	357,14	389,62	6557,34142	7153,46579
15.3	5626.30	86082,39	303,70	330,63	4637,1505	5058,71135
12.24	5725.80	70083,792	246,74	269,19	3020,26085	3294,83114
9.18	5793.55	53184,789	187,25	204,28	1718,99877	1875,27202
6.12	6012.11	36794,1132	129,54	141,32	792,821112	864,896051
3.06	5706.02	17460,4212	61,47	67,06	188,114203	205,215563
∑		**1398881,97**			**136128,599**	**136128,599**

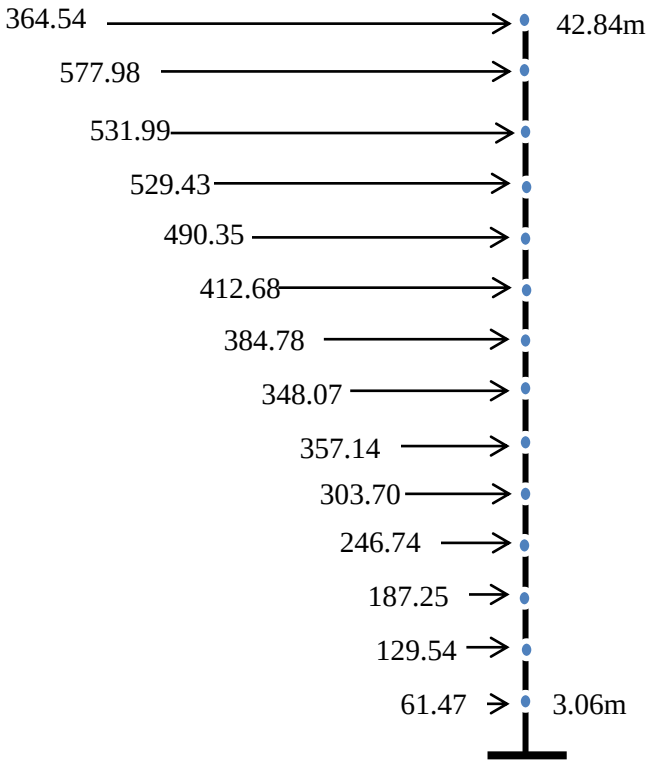


Figure IV.15. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

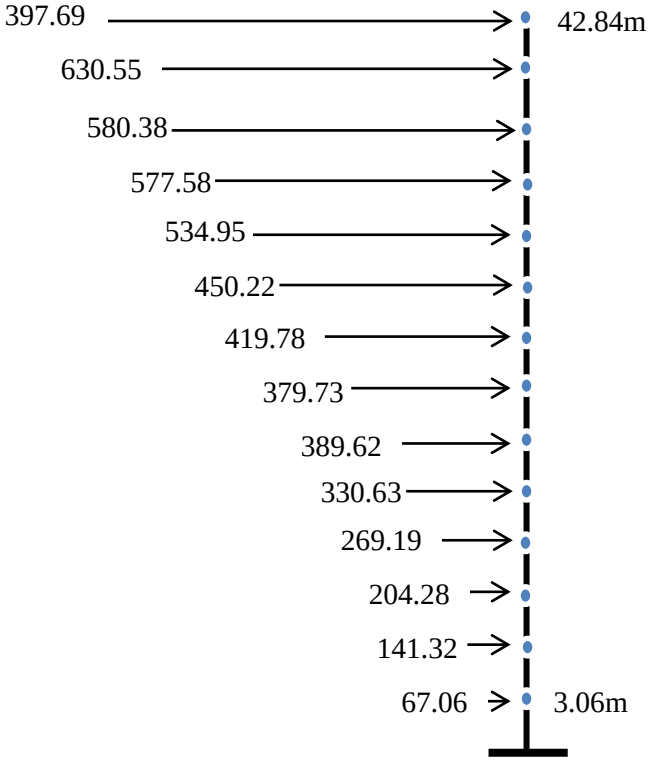


Figure IV.16. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Tableau IV.17. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$M_t x_i$ (KN.m)	$M_t y_i$ (KN.m)
42.84	2416.93	9.31	7.29	22501,6183	17619,4197
39.78	4126.88	12.69	5.66	52370,1072	23358,1408
36.72	4115.04	12.94	5.70	53248,6176	23455,728
33.66	4467.48	12.98	5.29	57987,8904	23632,9692
30.6	4551.50	12.96	5.30	58987,44	24122,95
27.54	4256.20	12.79	5.70	54436,798	24260,34
24.48	4464.51	12.93	5.44	57726,1143	24286,9344
21.42	4615.56	13.45	5.84	62079,282	26954,8704
18.36	5525.06	13.42	5.67	74146,3052	31327,0902
15.3	5626.30	13.43	5.67	75561,209	31901,121
12.24	5725.80	13.41	5.67	76782,978	32465,286
9.18	5793.55	13.35	5.73	77343,8925	33197,0415
6.12	6012.11	13.60	5.13	81764,696	30842,1243
3.06	5706.02	13.49	5.74	76974,2098	32752,5548
∑				**881911,16**	**380176,57**

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

Tableau IV.18. Vérification de stabilisation.

$M t_x$ (KN.m)	$M t_y$ (KN.m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}} \geq 1.5$
881911,16	380176,57	136128,599	136128,599	6.48	2.79	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:

Pour le calcul des déplacements en tête 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 console. **[Art B.6.5.3]** (2)

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

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

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

Tableau IV.19. Vérification déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$ (cm)	δ réel $\leq \delta_{adm}$
δ_x	2.99	3.5	10.47	17.14	Vérifiée
δ_y	2.66	3.5	9.31	17.14	Vérifiée

Commentaire :

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

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

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

Avec : δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ_k limite = 0.01 h_e

h_e : La hauteur de l'étage K.

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

Suivant X :

Tableau IV.20. Vérification les déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	vérification	ε	lεl	vérification
42,84	3,06	3.09	10.82	0.84	3,06	Vérifiée	2.75	3,5	Vérifiée
39,78	3,06	2.85	9.98	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
36,72	3,06	2.59	9.07	0.88	3,06	Vérifiée	2.88	3,5	Vérifiée
33,66	3,06	2.34	8.19	0.91	3,06	Vérifiée	2.93	3,5	Vérifiée
30,6	3,06	2.08	7.28	0.94	3,06	Vérifiée	3.07	3,5	Vérifiée
27,54	3,06	1.81	6.34	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
24,48	3,06	1.55	5.43	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
21,42	3,06	1.29	4.52	0.88	3,06	Vérifiée	2.88	3,5	Vérifiée
18,36	3,06	1.04	3.64	0.80	3,06	Vérifiée	2.61	3,5	Vérifiée
15,3	3,06	0.81	2.84	0.77	3,06	Vérifiée	2.52	3,5	Vérifiée
12,24	3,06	0.59	2.07	0.70	3,06	Vérifiée	2.29	3,5	Vérifiée
9,18	3,06	0.39	1.37	0.63	3,06	Vérifiée	2.06	3,5	Vérifiée
6,12	3,06	0.21	0.74	0.46	3,06	Vérifiée	1.50	3,5	Vérifiée
3,06	3,06	0.08	0.28	0.24	3,06	Vérifiée	0.78	3,5	Vérifiée
0	0	0	0	0	0	Vérifiée	0	3,5	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.21. Vérification les déplacements inter étages sens y

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δ_r (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	vérification	ε	lεl	Vérification
42,84	3,06	3.03	10.61	0.88	3,06	Vérifiée	2.88	3,5	Vérifiée
39,78	3,06	2.78	9.73	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
36,72	3,06	2.52	8.82	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
33,66	3,06	2.26	7.91	0.91	3,06	Vérifiée	2.97	3,5	Vérifiée
30,6	3,06	2.00	7.00	0.94	3,06	Vérifiée	3.07	3,5	Vérifiée
27,54	3,06	1.73	6.06	0.88	3,06	Vérifiée	2.88	3,5	Vérifiée
24,48	3,06	1.48	5.18	0.87	3,06	Vérifiée	2.84	3,5	Vérifiée
21,42	3,06	1.23	4.31	0.84	3,06	Vérifiée	2.75	3,5	Vérifiée
18,36	3,06	0.99	3.47	0.77	3,06	Vérifiée	2.52	3,5	Vérifiée
15,3	3,06	0.77	2.70	0.74	3,06	Vérifiée	2.42	3,5	Vérifiée
12,24	3,06	0.56	1.96	0.63	3,06	Vérifiée	2.06	3,5	Vérifiée
9,18	3,06	0.38	1.33	0.56	3,06	Vérifiée	1.83	3,5	Vérifiée
6,12	3,06	0.22	0.77	0.45	3,06	Vérifiée	1.47	3,5	Vérifiée
3,06	3,06	0.09	0.32	0.28	3,06	Vérifiée	0.92	3,5	Vérifiée
0	0	0	0	0	0	Vérifiée	0	3,5	Vérifiée

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

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

La structure et ses éléments 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)

$$\tau_{MAX} = \frac{T}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right]$$

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.22. Vérification du cisaillement des éléments.

Section	B	h	T (KN)	Combinaison	Υ_b	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	vérification
PP I	35	45	153.84	ACC	1.15	1.03	3,33	vérifier
PP II	35	40	164.02	ELU	1.5	1.25	3,33	vérifier
PP III	35	35	94.19	ELU	1.5	0.83	3,33	vérifier
PS	35	35	122.92	ACC	1.15	1.08	4,35	vérifier
P Palier	30	30	90.25	ACC	1.15	1.09	4,35	vérifier
Longrine	30	30	33.68	ELU	1.5	0.41	3,33	vérifier

Commentaire **:**

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

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

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

$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$

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. Bc = (55-2)*(55-2)

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

Tableau IV.23. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Section	B (cm)	H (cm)	N (KN)	Bc (mm^2)	Combinaison	f_{c28} (MPa)	γ (MPa)	γ_{adm}	Vérification
Pot –X-	55	55	2015.97	280900	ACC	25	0.287	0.3	Vérifiée
Pot –Y-	55	55	2022.70	280900	ACC	25	0.288	0.3	Vérifiée

IV.5.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

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

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

Tableau IV.24. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)

h_k (m)	P_{kx} (KN)	P_{ky} (KN)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	θ_x	θ_y	$\theta_x \leq 0.10$	$\theta_y \leq 0.10$
42.84	2416.93	2416.93	246.95	251.57	7.98	0.88	0.0284	0.0031	Vérifiée	Vérifiée
39.78	5626.30	5626.30	536.54	546.58	0.91	0.91	0.0312	0.0306	Vérifiée	Vérifiée
36.72	5725.80	5725.80	507.03	516.51	0.88	0.91	0.0325	0.0330	Vérifiée	Vérifiée
33.66	5793.55	5793.55	473.57	482.42	0.91	0.91	0.0364	0.0357	Vérifiée	Vérifiée
30.6	6012.11	6012.11	450.48	458.90	0.94	0.94	0.0410	0.0402	Vérifiée	Vérifiée
27.54	5706.02	5706.02	388.68	395.94	0.91	0.88	0.0437	0.0414	Vérifiée	Vérifiée
24.48	6658.84	6658.84	408.22	415.86	0.91	0.87	0.0485	0.0455	Vérifiée	Vérifiée
21.42	4126.88	4126.88	224.89	229.09	0.88	0.84	0.0528	0.0495	Vérifiée	Vérifiée
18.36	4115.04	4115.04	196.21	199.88	3.64	0.77	0.0356	0.0074	Vérifiée	Vérifiée
15.3	4467.48	4467.48	182.59	186.00	0.77	0.74	0.0616	0.0581	Vérifiée	Vérifiée
12.24	4551.50	4551.50	155.02	157.92	0.70	0.63	0.0672	0.0593	Vérifiée	Vérifiée
9.18	4276.96	4276.96	116.53	118.71	0.63	0.56	0.0756	0.0659	Vérifiée	Vérifiée
6.12	4464.51	4464.51	91.23	92.94	0.46	0.45	0.0736	0.0706	Vérifiée	Vérifiée
3.06	4615.55	4615.55	62.88	64.06	0.24	0.28	0.0576	0.0659	Vérifiée	Vérifiée

IV.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

Les Poutres :

Axe (5-4) : $\begin{cases} \text{Poutres pricipales } (30x45)\text{cm}^2 : \text{usage commercial} \\ \text{Poutres pricipales } (30x40)\text{cm}^2 : \text{usage d'habitaion} \end{cases}$

Axe (4-1) : Poutres principales (35x35) cm^2

Axe (J-A) : Poutres secondaires (35x35) cm^2

Les poteaux :

Pour (13 + 12+ 11) étages : (35x35) cm^2.

Pour (10+9+8+7+6+5) étages : (45x45) cm^2.

Pour (4+3+2+1+RDC+S-S) étages : (55x55) cm^2.

L'épaisseur du voile :

Ep=35 cm.

Ep=20 cm.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 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 CBA 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ **E.L.S :** G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- **ELU :** - $1,35G +1,5Q_1+1.5Q_2$
  - $G +Q_1+Q_2 \pm Edx$
  - $G +Q_1+Q_2 \pm Edy$
- **ELS :** $G + Q_1+Q_2$
- $0,8 G \pm Edx$
- $0,8 G \pm Edy$

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 : [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) = 0.005x (35x45) = **7.88 cm²**
- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (35x40) = **7 cm²**
- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (35x35) = **6.13 cm²**
- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (35x35) = **6.13 cm²**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

➢ **Poutre de section (35x45) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (35 \text{ x } 45) = 63\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (35 \text{ x } 45) = 94.5\ cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (35x40) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (35 \text{ x } 40) = 56\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (35 \text{ x } 40) = 84\ cm^2 \end{cases}$$

- **Poutre de section (35x35) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \text{ x } (35 \text{ x } 35) = 49\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \text{ x } (35 \text{ x } 35) = 73.5\ cm^2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Armatures transversales : **[Art 7.5.2.2]** (1)

La quantité d'armatures transversales est donnée 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 :

$$\begin{cases} S_t = \dfrac{h}{2} & en\ zone\ courant \\ S_t = Min\left(\dfrac{h}{4}\ ; 12\Phi_t\right) & en\ Zone\ nodale \end{cases}$$

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x45)

Niveau	Type	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A $_{calcul}$ (cm^2)	A $_{choisie}$ (cm^2)
Courant	intermédiaire	Travée	130.99	ACC	0.00	**9.63**	**10.68**
		Appui	-163.35	ACC	0.00	**12.3**	**12.32**
	Rive	Travée	26.72	ELU	0.00	**1.84**	**3.39**
		Appui	-41.86	ELU	0.00	**2.9**	**3.39**

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x40)

Niveau	Type	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A $_{calcul}$ (cm^2)	A $_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	intermédiaire	Travée	78.26	ELU	0.00	**6.38**	**6.79**
		Appui	-118.85	ELU	0.00	**10.06**	**10.68**
	Rive	Travée	61.83	ELU	0.00	**4.97**	**5.65**
		Appui	-57.71	ELU	0.00	**4.62**	**5.65**
Courant	intermédiaire	Travée	108.10	ACC	0.00	**9.05**	**10.68**
		Appui	-141.45	ACC	0.00	**12.25**	**12.32**
	Rive	Travée	31.19	ELU	0.00	**2.45**	**3.39**
		Appui	-51.83	ELU	0.00	**4.13**	**5.65**

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres principales (35x35)

Niveau	Type	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	intermédiaire	Travée	37.75	ACC	0.00	**3.49**	**4.62**
		Appui	-67.19	ACC	0.00	**6.46**	**6.47**
	Rive	Travée	26.31	ACC	0.00	**2.4**	**3.39**
		Appui	-70.89	ACC	0.00	**6.86**	**6.88**
Courant	intermédiaire	Travée	45.03	ACC	0.00	**4.21**	**4.62**
		Appui	-66.16	ACC	0.00	**6.36**	**6.88**
	Rive	Travée	53.35	ELU	0.00	**5.04**	**5.65**
		Appui	-91.6	ELU	0.00	**9.16**	**9.24**

Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x35)

Niveau	Type	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	intermédiaire	Appui	-75.41	ACC	0.00	**7.24**	**7.69**
	Rive	Appui	-85.24	ACC	0.00	**8.28**	**9.24**
Courant	intermédiaire	Appui	-114.37	ACC	0.00	**11.56**	**12.32**
	Rive	Appui	-110.44	ACC	0.00	**11.1**	**12.32**

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min\ RPA}$ et A Travée $\leq A_{max\ RPA}$
- A appui $\geq A_{min\ RPA}$ et A appui $\leq A_{max\ RPA}$

Avec : $A_{min\ CBA} = \frac{b.h}{1000}$

$A_{min\ RPA} = 0.5\ \%\ b.\ h$

Tableau V.6. Vérification des poutres principales (35x45)

Niveau	position	A choisis (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ =**1.58 cm^2**	$A_{min\ RPA}$ =**7.88 cm^2**	A_{finale} (cm^2)
Courant	Travée	**10.68**	Oui	Oui	**4HA14+4HA12=10.68**
	Appui	**12.32**	Oui	Oui	**8HA14=12.32**

Tableau V.7. Vérification des poutres principales (35x40)

Niveau	position	A choisis (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ =**1.4 cm^2**	$A_{min\ RPA}$ = **7cm^2**	A_{finale} (cm^2)
Terrasse	Travée	**6.79**	Oui	Non	**8HA12=9.05**
	Appui	**10.68**	Oui	Oui	**4HA14+4HA12=10.68**
Courant	Travée	**10.68**	Oui	Oui	**4HA14+4HA12=10.68**
	Appui	**12.32**	Oui	Oui	**8HA14=12.32**

Tableau V.8. Vérification des poutres principales (35x35)

Niveau	position	A choisis (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ =**1.05 cm^2**	$A_{min\ RPA}$ =**5.25 cm^2**	A_{finale} (cm^2)
Terrasse	Travée	**4.62**	Oui	Non	**5HA12=5.65**
	Appui	**6.47**	Oui	Oui	**2HA14+3HA12=6.47**
Courant	Travée	**5.65**	Oui	Oui	**5HA12=5.65**
	Appui	**9.24**	Oui	Oui	**6HA14=9.24**

Tableau V.9. Vérification des poutres secondaires (35x35)

Niveau	position	A choisis (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ =**1.23 cm^2**	$A_{min\ RPA}$ =**6.13 cm^2**	A_{finale} (cm^2)
Terrasse	Appui	**9.24**	Oui	Oui	**6HA14=9.24**
Courant	Appui	**12.06**	Oui	Oui	**8HA14=12.32**

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} :

$$\begin{cases} \sigma_b = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) y \\ \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, fc28 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

On considère que la fissuration est préjudiciable,

$$\begin{cases} \sigma_s = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) 15(d-y) \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x45)

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Courant	Travée	52.77	**10.68**	5.16	15	CV	-	201.63	-
	Appui	-67.90	**12.32**	6.34		CV	-		

Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x40)

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Travée	57.23	**9.05**	8.05	15	CV	-	201.63	-
	Appui	-86.9	**10.68**	10.48		CV	-		
Courant	Travée	74.53	**10.68**	8.99	15	CV	-	201.63	-
	Appui	-93.24	**12.32**	10.74		CV	-		

Tableau V.12. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (35x35)

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Travée	13.4	**5.65**	2.81	15	CV	82.27	201.63	CV
	Appui	-36.61	**6.47**	6.63		CV	196.10		CV
Courant	Travée	22.53	**5.65**	4.28	15	CV	137.28	201.63	CV
	Appui	-47.86	**9.24**	7.69		CV	182.95		CV

Tableau V.13. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (35x35)

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Appui	-34.84	**9.24**	5.60	15	CV	133.18	201.63	CV
Courant	Appui	-55.68	**12.32**	8.17	15	CV	155.56	201.63	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Avec : V_u: effort tranchant

Tableau V.14. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min}\left\{0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\}$	$\text{Min}\left\{0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.3MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Poutres	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP (35x45)	Courant	127.49	ACC	0.86	4.34	Vérifiée
PP (35x40)	Terrasse	123.43	ELU	0.94	3.30	Vérifiée
	Courant	164.33	ELU	1.25	3.30	Vérifiée
PP (35x35)	Terrasse	73.93	ELU	0.76	3.30	Vérifiée
	Courant	80.25	ELU	0.82	2.50	Vérifiée
PS (35x35)	Terrasse	64.92	ACC	0.57	3.26	Vérifiée
	Courant	104.73	ACC	0.92	3.26	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 :

$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_l\right]$ **selon le CBA93 :** [**Art A.6.4.2]** (2)

D'après RPA 99 : $\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\ b \\ S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}\ \text{et}\ 12\varphi\right) \quad : Zone\ nodale: \\ S' \leq \frac{h}{2} : Zone\ courant \end{cases}$ **[Art 7.5.2.2]** (1)

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0\ S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3\ .f_{tj}.k)}{0.9\ .f_e\ (\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}\ (\ 0.9d\ ;\ 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$

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 V.16. Calcul des armatures transversales et leur espacement

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (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 (35×45)	0.86	38.25	1.34	11.25	22.5	2.36	10	20	**4Ø10 = 3.14**
PP (35×40)	1.25	33.75	1.18	10	20	2.1	10	20	**4Ø10 = 3.14**
PP (35x35)	0.82	29.25	0.88	8.75	17.5	1.58	5	15	**4Ø8 = 2.01**
PS (35×35)	0.92	29.25	1.02	8.75	17.5	1.84	5	15	**4Ø8 = 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 répondent aux conditions suivantes : $\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$

Avec : $M_t = K \times M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.75$.

Tableau V.17. Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP **(35x45)**	0.081	0.063	Vérifiée	0.081	0.075	Vérifiée	0.008	0.011	Vérifiée
PP (35x40)	0.079	0.063	Vérifiée	0.079	0.075	Vérifiée	0.009	0.011	Vérifiée
PP (35x35)	0.123	0.063	Vérifiée	0.123	0.075	Vérifiée	0.008	0.011	Vérifiée
PS (35x35)	0.119	0.063	Vérifiée	0.119	0.075	Vérifiée	0.010	0.011	Vérifiée

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

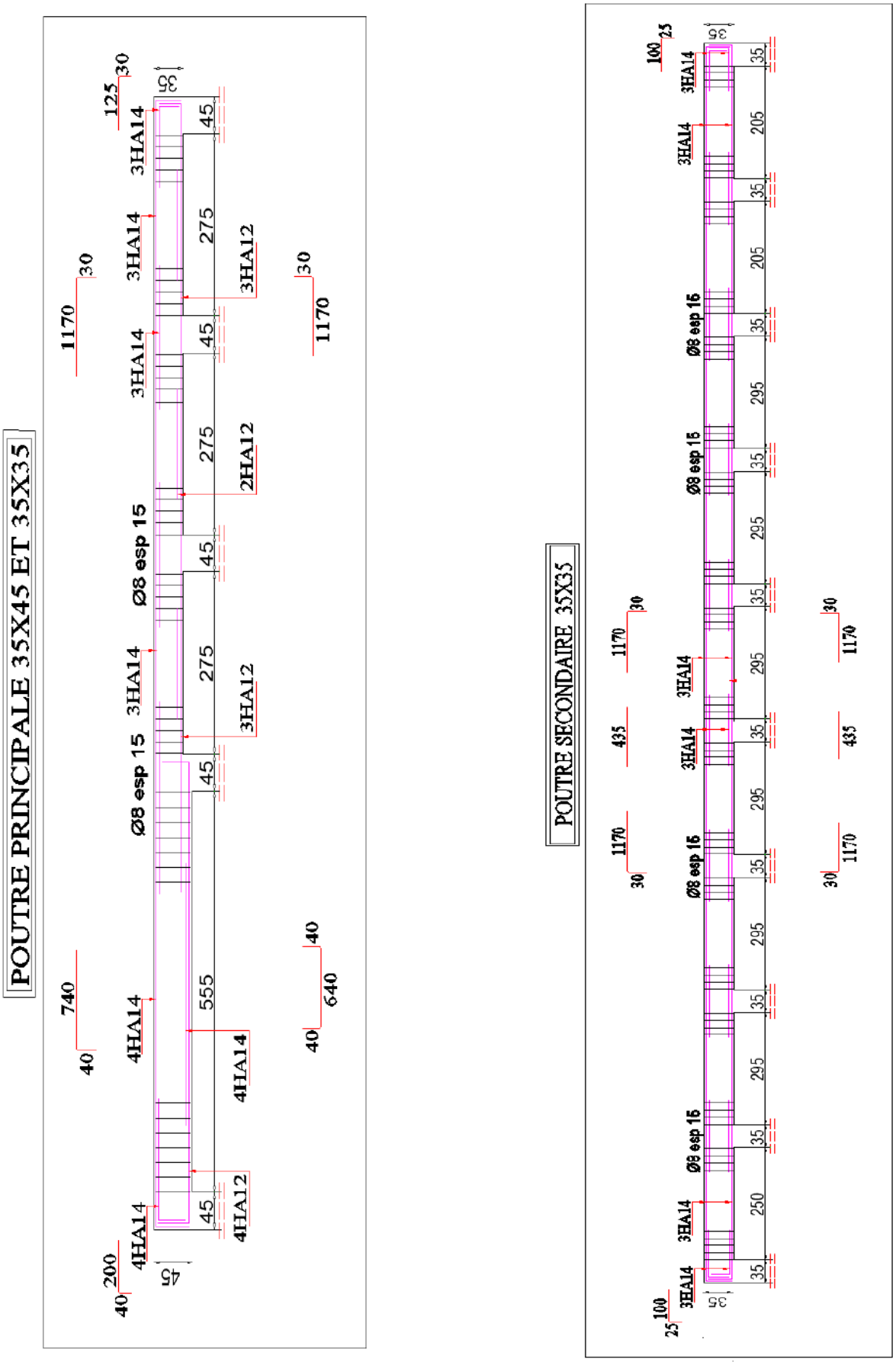


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

- **Schémas des armatures des poutres :**

1 - Poutres principales (35x45) :

✓ **Etages Courants (EC) :**

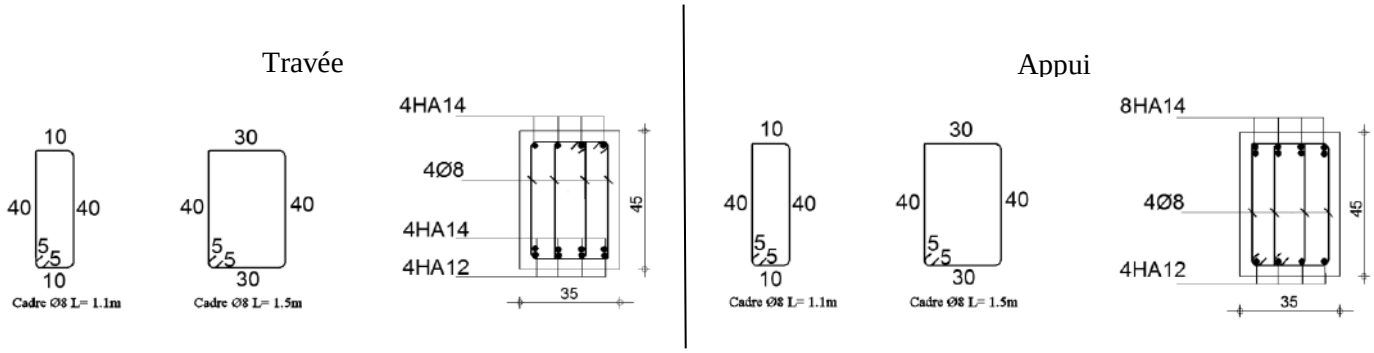


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principales (35x45) rives et intermédiaire -EC-

2 - Poutres principales (35x40) :

✓ **Terrasse (T):**

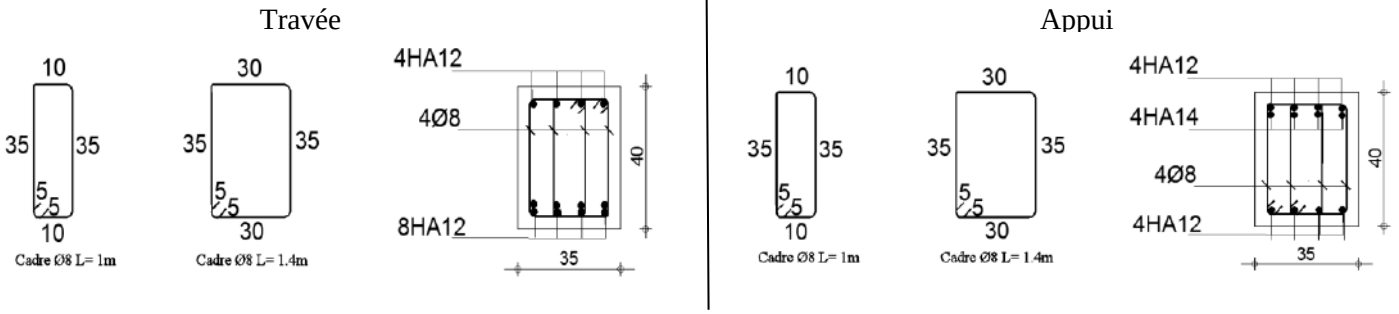


Figure V.3. Disposition des armatures des poutres principales (35x40) rives et intermédiaire -T-

✓ **Etages Courants (EC) :**

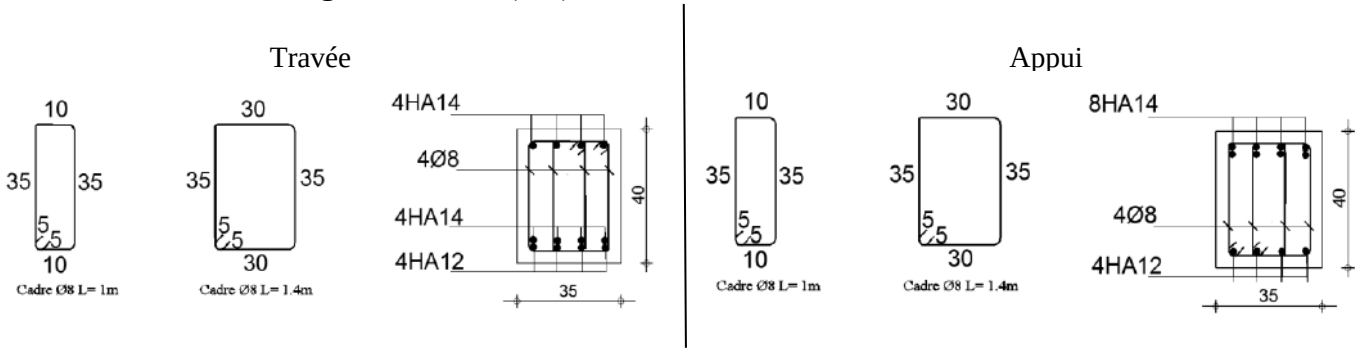


Figure V.4. Disposition des armatures des poutres principales (35x40) rives et intermédiaire -EC-

- Poutres principales (35x35) :

✓ **Terrasse (T) :**

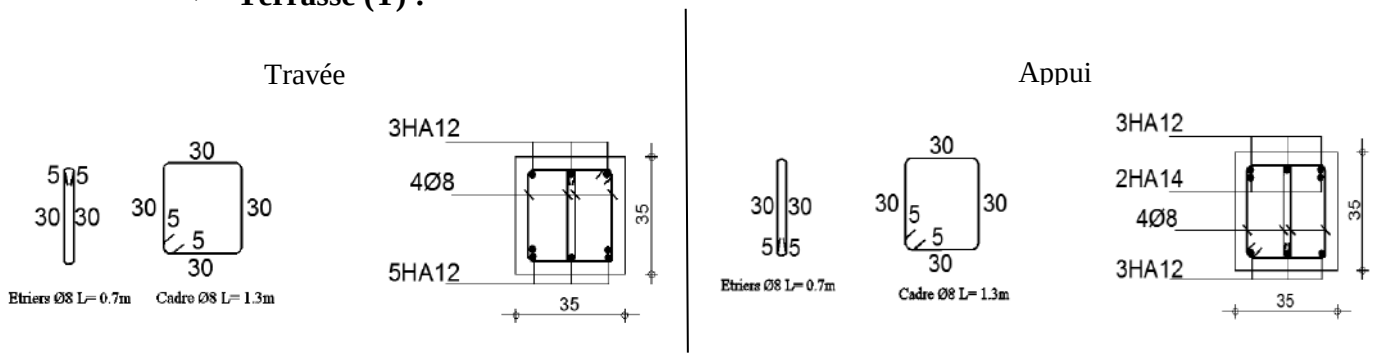


Figure V.5. Disposition des armatures des poutres principales (35x35) rives et intermédiaire -T-

✓ **Etages Courants (EC):**

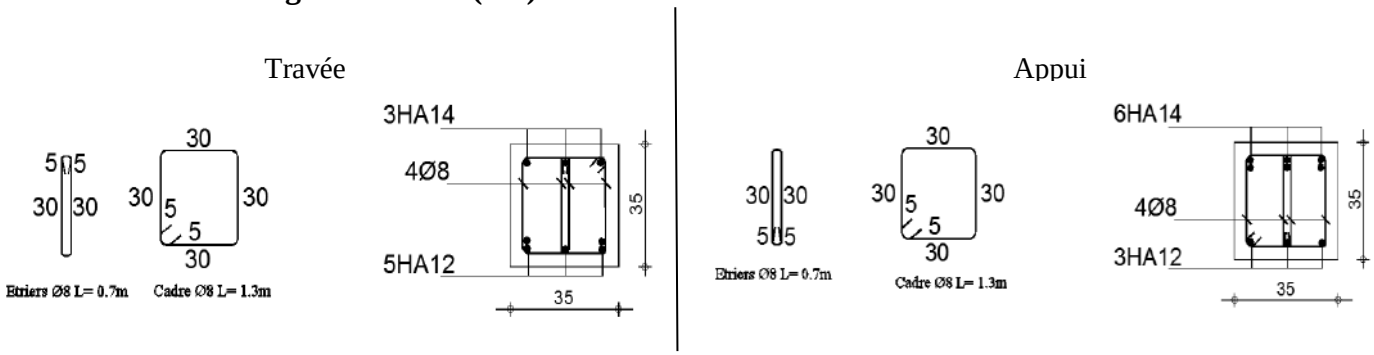


Figure V.6. Disposition des armatures des poutres principales (35x35) rives et intermédiaire -EC-

- Poutres secondaires (35x35) :

✓ **Terrasse (T) :**

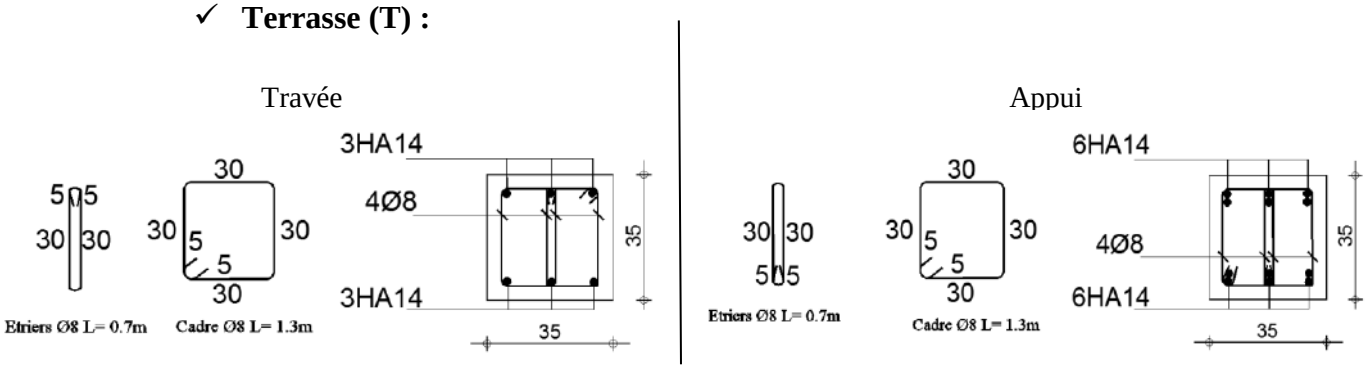


Figure V.7. Disposition des armatures des poutres secondaires (35x35) rives et intermédiaire -T-

✓ **Etages Courants (EC) :**

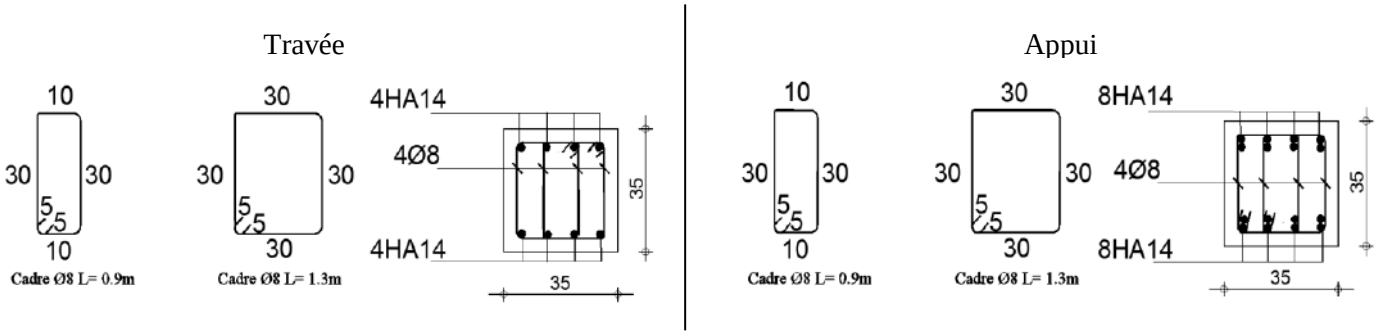


Figure V.8. Disposition des armatures des poutres secondaires (35x35) rives et intermédiaire -EC-

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 stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.2.1. Recommandation des règlements :

➢ **Selon le CBA 93 :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2 \text{ pour un metre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad B: \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

➢ **Selon le RPA 99 version 2003 :** **[Art 7.4.2.1]** (1)

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

$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ En zone courante

$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIb.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser **:** 25cm en zone IIb.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  h_e **:** La hauteur d'étage.
- La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

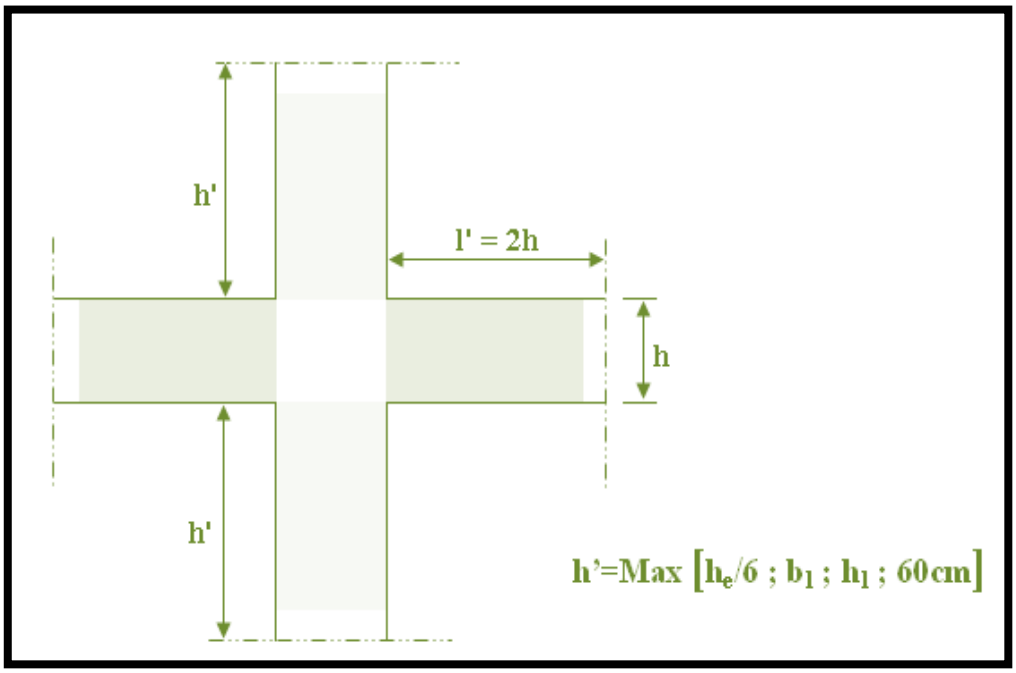


Figure V.9. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

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 :

- ✓ **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max}et son M_{corres}.

- ✓ **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

- ✓ **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.2.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M_u supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul **:**

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

Avec :

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3(L_f{}^2 + \alpha.\phi)}{10000 \times h}$$

Avec : $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$ (généralement pour le béton)

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : Longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ;\ 2\ \text{cm}]$$

On doit vérifier que **:** $\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}\ (15\ \text{cm et}\ \frac{20 \times e_1}{250})$

Les résultants du Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU.

Niveau	Section	Cas	Combin	N (KN)	M (kN.m)	MG (kN.m)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	Mu (kN.m)
Poteau (35 x35)	Intermédiaires	Nmax → Mcorr	ELU	- 419.09	24.33	15.03	5.81	1.44	2	38.76
		Mmax → Ncorr	ELU	-58.44	56.12	35.35	96.03	1.46	2	58.14
		Nmin → Mcorr	ELU	-13.76	1.54	1.01	11.19	1.48	2	2.02
	Rive	Nmax → Mcorr	ELU	-384.26	14.77	7.82	3.84	1.35	2	27.62
		Mmax → Ncorr	ELU	-112.88	56.15	36.73	49.74	1.48	2	60.08
		Nmin → Mcorr	ELU	-8.31	24.18	16.16	290.97	1.50	2	24.47
Poteau (45 x45)	Intermédiaires	Nmax → Mcorr	ELU	-1383.76	25.14	18.46	1.82	1.22	2	69.67
		Mmax → Ncorr	ELU	-726.49	56.36	39.04	7.78	1.18	2	79.49
		Nmin → Mcorr	ELU	-153.79	2.59	1.68	1.68	1.15	2	7.43
	Rive	Nmax → Mcorr	ELU	-1251.12	9.72	6.59	0.78	1.17	2	49.44
		Mmax → Ncorr	ELU	-235.91	58.84	44.96	24.94	1.24	2	66.49
		Nmin → Mcorr	ELU	-82.88	26.1	17.53	31.49	1.17	2	28.72
Poteau (55 x55)	Intermédiaires	Nmax → Mcorr	ELU	-2485.66	10.64	7.86	0.43	1.00	2	85.20
		Mmax → Ncorr	ELU	-787.96	81.25	59.47	10.31	1.00	2	104.85
		Nmin → Mcorr	ELU	-431.59	27.62	20.48	6.40	1.00	2	40.57
	Rive	Nmax → Mcorr	ELU	-1939.69	7.31	7.27	0.38	1.17	2	68.85
		Mmax → Ncorr	ELU	-443.11	61.73	47.43	13.93	1.02	2	75.11
		Nmin → Mcorr	ELU	-93.59	14.98	10.76	16.01	0.99	2	17.77

V.3.2.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :

Béton : γ_b =1,5 ; f_{c28} = 25MPa ; σ_b = 14,2MPa.

Acier : γ_s =1,15 ; FeE =400MPa ; σ_s = 348MPa.

- Situation accidentelle :

Béton : γ_b =1,15 ; f_{c28}= 25 MPa; σ_b = 18,5MPa.

Acier : γ_s =1 ; FeE = 400MPa ; σ_s = 400MPa.

Avec: d = 0.9 h et c = c ' = h-d

Les résultants du calcul des armatures à l'ELU de resistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Niveau	Section	M_U (KN.m)	N_U (KN)	Combin	Section	M_1 (kN.m)	A (cm^2)	A choisie (cm^2)
Poteau (35 x35)	Intermédiaires	38.78	- 419.09	ELU	SPC	101.62	1.23	**3HA12=3.39**
		58.14	-58.44	ELU	SEC	66.91	1.23	
		2.02	-13.76	ELU	SPC	4.08	1.23	
	Rive	27.62	-384.26	ELU	SPC	85.28	1.23	**3HA12=3.39**
		60.08	-112.88	ELU	SEC	77.01	1.23	
		24.47	-8.31	ELU	SEC	25.72	1.23	
Poteau (45 x45)	Intermédiaires	69.67	-1383.76	ELU	SPC	346.42	2.03	**3HA12=3.39**
		79.49	-726.49	ELU	SPC	224.79	2.03	
		7.43	-153.79	ELU	SPC	38.19	2.03	
	Rive	49.44	-1251.12	ELU	SPC	299.86	2.03	**3HA12=3.39**
		66.49	-235.91	ELU	SEC	113.67	2.03	
		28.72	-82.88	ELU	SEC	45.30	2.03	
Poteau (55 x55)	Intermédiaires	85.20	-2485.66	ELU	SPC	706.62	3.03	**3HA12=3.39**
		104.85	-787.96	ELU	SPC	301.84	3.03	
		40.57	-431.59	ELU	SPC	148.47	3.03	
	Rive	68.85	-1939.69	ELU	SPC	553.77	3.03	**3HA12=3.39**
		75.11	-443.11	ELU	SPC	185.89	3.03	
		17.77	-93.59	ELU	SPC	41.17	3.03	

V.3.2.5. Vérification selon le RPA et CBA :

$A_{min\ CBA} = \frac{B}{1000}$

$A_{min\ RPA}$= 0.008*b*h ……. Zone IIb **[Art 7.4.2.1]** (1)

Tableau V.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux

	A (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{final} (cm^2)
Poteau (35*35)	3.39	1.23	9.80	**8HA14=12.32**
Poteau (45*45)	3.39	2.03	16.20	**12HA14 =18.47**
Poteau (55*55)	3.39	3.03	24.20	**16HA14=24.63**

Commentaire :

On choisit le diamètre des armatures de tous les poteaux (HA14) pour faciliter la réalisation et la rapidité du projet.

V.3.2.6. 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 :

La contrainte de béton est limitée par **:** $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

La fissuration est considérée **:** Peu nuisible (poteaux intermédiaires)

Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle). $\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$).

Tableau V.21. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Poteau (35*35)	17.73	-305.98	**12.32**	8.03	36.32	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
Poteau (45*45)	18.61	-1010.43	**18.47**	6.35	91.63	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
Poteau (55*55)	7.88	-1828.08	**24.63**	6.86	100.67	15	201.63	Vérifiée	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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : T_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.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

V.3.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- ✓ **Selon le CBA93 :** Armatures droites (α = 90°).

Tableau V.22. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	Min $\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\}$	Min $\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.3MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34MPa

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003 :** **[Art 7.4.3.2]** (1)

$$\overline{\tau_{ub}} = \rho_d \times f_{c28}$$

ρ_d = 0,075 ……. Si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d = 0,04 ……..……. Si l'élancement $\lambda < 5$

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.

$\boldsymbol{L_f}$ **:** Longueur de flambement

$$\begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{b}} \end{cases}$$

Pour une section carrée de côté (a) l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{i}\sqrt{12} \approx \mathbf{3.46}\,\frac{\boldsymbol{l_f}}{\boldsymbol{a}}$

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.23. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
35*35	ELU	18.04	0.16	21.18	0.075	1.88	3.3	Vérifiée
45*45	ELU	40.70	0.21	16.47	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
55*55	ELU	55.21	0.19	13.48	0.075	1.88	3.3	Vérifiée

V.3.3.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

- Selon le CBA93 : **[Art A.5.1.2.3]** (2)

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec : $\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** k = 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

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 prend : f_e =400 MPa.

On a : $\emptyset_l$min = 1.2 cm

$\emptyset_t \leq \min(\frac{35}{35} = 1\text{cm}; \frac{35}{10} = 3.5\text{cm} ; 1.2\text{cm}) = 1\text{cm}$, on choisit : $\emptyset_t = 8mm$

- 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 nt 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. $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit **:**

- Dans la zone nodale: St ≤ Min ($10\emptyset_l$;15cm) ……..…… En zone IIb.
- Dans la zone courante: St ≤ $15\emptyset_l$ ……..... En zone IIb.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit **:**

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.8\% \\ \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5 : & 0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\% \end{cases}$$

Tableau V.24. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	S_t cal RPA	Zone	$S_t$choix	A_tChoix (cm²)
35x35	18.04	2.01	6.12	2.5	62.4	Courante	15	**4HA8=2.01**
						Nodale	10	**4HA8=2.01**
45x45	40.7	2.01	4.76	3.75	23.7	Courante	15	**4HA8=2.01**
						Nodale	10	**4HA8=2.01**
55x55	55.21	2.01	3.89	3.75	21.4	Courante	15	**4HA8=2.01**
						Nodale	10	**4HA8=2.01**

- Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : [Art 7.4.2.2] (1)

Tableau V.25. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.3\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
35x35	Courante	0.38	6.12	Vérifiée	-
	Nodale	0.57		Vérifiée	-
45x45	Courante	0.3	4.76	-	Vérifiée
	Nodale	0.45		-	Vérifiée
55x55	Courante	0.24	3.89	-	n'est pas Vérifiée
	Nodale	0.37		-	Vérifiée

Lorsque la condition n'est pas vérifié, on choisit : **4HA10=3.14cm²**

Tableau V.26. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.3\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
55x55	courante	0.38	3.89	-	Vérifiée
	nodale	0.57		-	Vérifiée

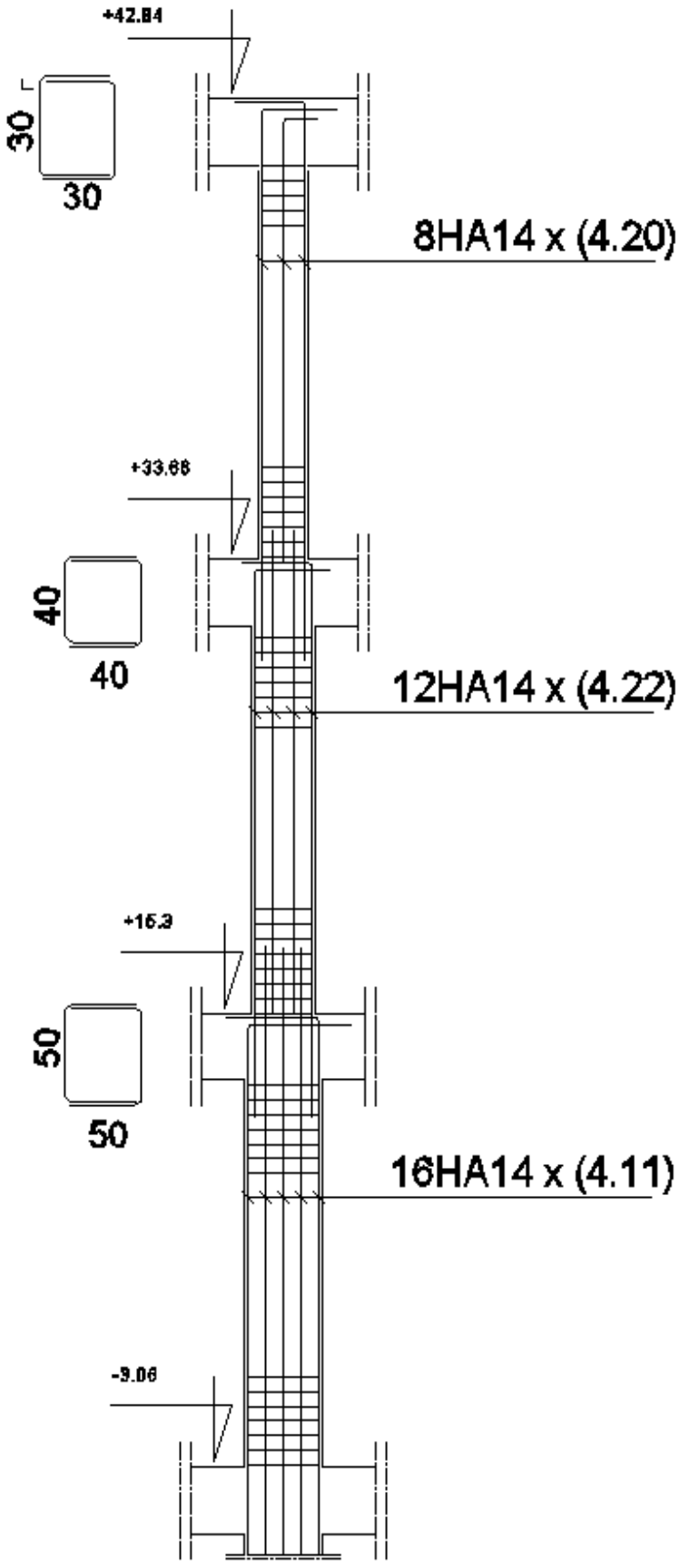


Figure IV.10. Disposition des armatures dans les poteaux intermédiaires.

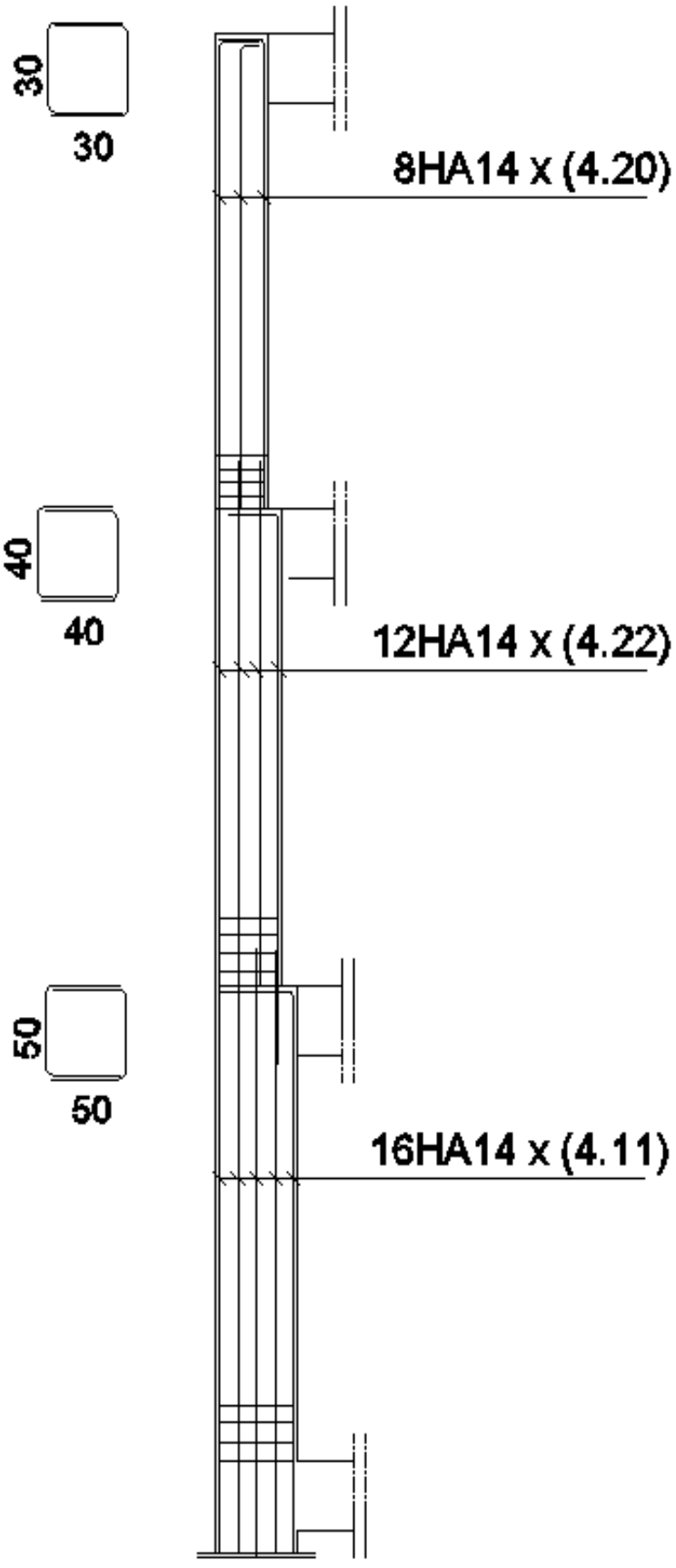


Figure IV.11. Disposition des armatures dans les poteaux de rives.

- **Schémas des armatures des poteaux :**

1 - Poteau (35x35) :

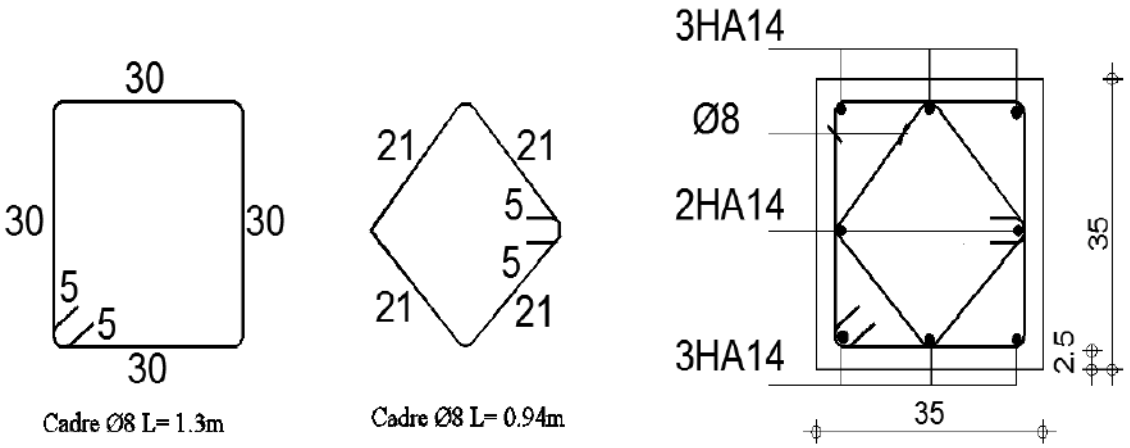


Figure V.12. Ferraillage des poteaux (35×35)

2 - Poteau (45x45) :

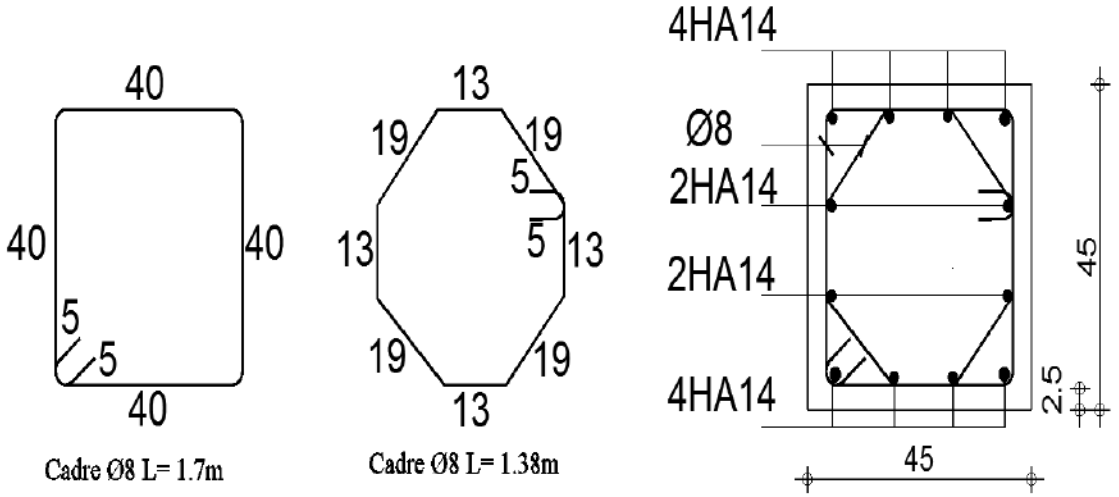


Figure V.13. Ferraillage des poteaux (45×45)

3 – Poteau (55x55) :

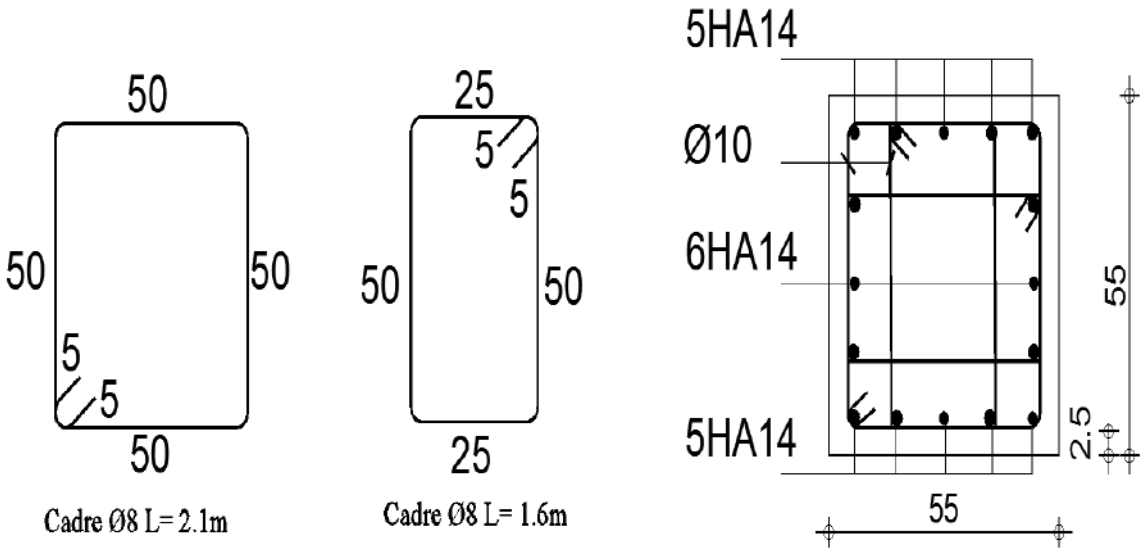


Figure V.14. Ferraillage des poteaux (55×55)

V.4. Ferraillage des voiles :

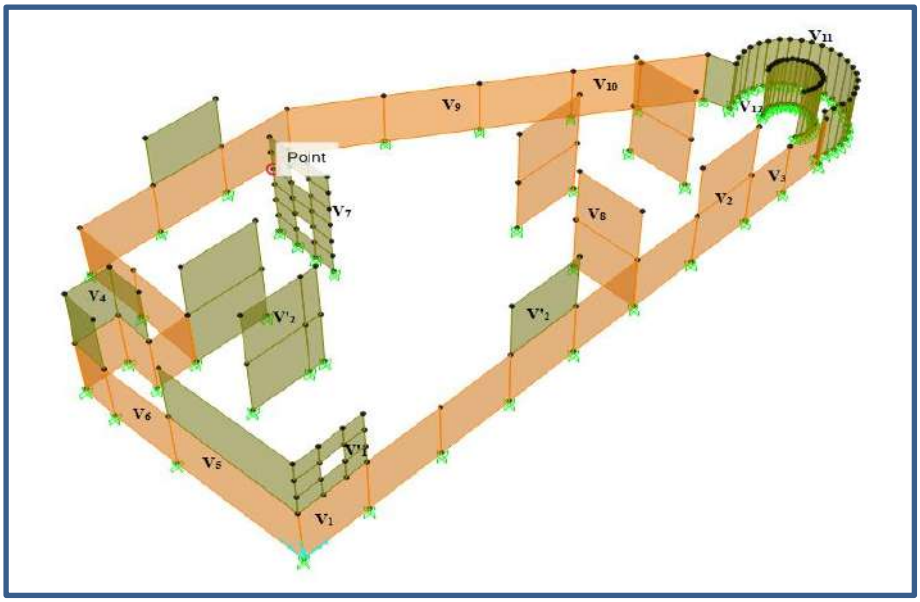


Figure V.15. Disposition des voiles

V.4.1. Les voiles pleins:

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

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, 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 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

📖 **CBA :**

$$0.1\% \leq \frac{2.A_y}{a.b} \leq 0.5\%$$

Avec : a : l'épaisseur du voile.

b : la largeur de la zone tendue.

🕮 **RPA 99 version 2003 :** **[Art 7.7.4.3]** (1)

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t : la section horizontale tendue du voile. **[Art 7.7.4.1]** (1)

$\begin{cases} A_v = 0.15\%B & B: \text{la section globale du voile.} \\ A_v = 0.10\%B & \text{En zone courante.} \end{cases}$ **[Art 7.7.4.3]** (1)

🕮 **Espacement des armatures verticales :**

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible **:**

$S_v \leq$ Min [1.5a ; 30cm]

$S_v \leq$ Min [1.5x20=30cm ; 30cm] =30cm

En prendre S_v = 20cm $S_v = \begin{cases} S_v = 20cm & Zone\ courant \\ \frac{S_v}{2} = 10cm & Zone\ d'extrimité \end{cases}$

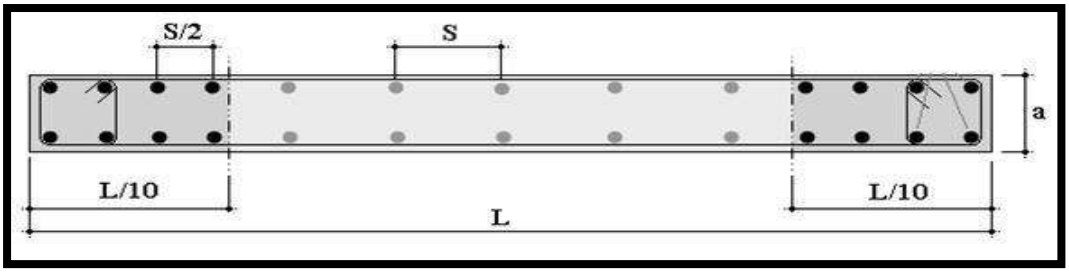


Figure V.16. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Tableau V.27. Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	σ_s= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 MPa

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les tableaux Suivants **:**

$A_{min\ CBA}$ = B/ 1000

$A_{min\ RPA}$ = 0.15% *b*e

Les résultats du calcul des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.28. Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal)

Niveau		Voile	L (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situ	A_{cal} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	S_r	$S_r/2$	Choix (cm^2)
Sous-Sol	**X**	V_1	2.85	35x230	2511.96	331.45	ACC	**14.4**	12.08	8.05	20	10	**2x (15HA12) =16.96**
		V_2	3.30	35x275	3924.66	557.70	ACC	**16.2**	14.44	9.63	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
		V_3	2.4	35x185	2140.66	539.69	ACC	**12.6**	9.71	6.48	20	10	**2x (13HA12) =14.70**
		V_4	1.7	35x170	1054.74	620.77	ACC	8.2	**8.93**	5.95	20	10	**2x (12HA12) =13.57**
	Y	V_5	6	35x545	2872.28	2509.86	ACC	27	**28.61**	19.08	20	10	**2x (34HA12) =38.45**
		V_6	3.2	35x265	1380.47	185.56	ACC	**15.8**	13.91	9.28	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
		V_8	3	35x273	4012.83	534.91	ACC	14.2	**14.33**	9.56	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
	I	V_9	3.95	35x360	151.88	1859.47	ACC	17.2	**18.9**	12.6	20	10	**2x (22HA12) =24.88**
		V_{10}	2.9	35x255	344.17	324.74	ACC	13	**13.39**	8.93	20	10	**2x (16HA12) =18.10**
Etages courants	X	V_2	3.30	20x275	3721.56	1876.84	ACC	**16.8**	8.25	5.5	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
				20x285	2644.16	918.78	ACC	16.0	8.55	5.7			
				20x295	840.52	351.89	ACC	15.2	8.85	5.9			
		V_2'	3.30	35x275	3621.26	2125.64	ACC	**16.2**	14.44	9.63	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
				35x285	2448.57	1117.81	ACC	15.4	14.96	9.98			
				35x295	664.86	283.31	ACC	14.6	15.49	10.33			
		V_4	1.7	20x170	1790.02	582.02	ACC	**7.6**	5.1	3.4	20	10	**2x (12HA12) =13.57**
				20x170	1790.02	582.02	ACC	7.6	5.1	3.4			
				20x170	1790.02	582.02	ACC	7.6	5.1	3.4			
	Y	V_5	6	20x545	2741.91	1432.87	ACC	**27.6**	16.35	10.9	20	10	**2x (34HA12) =38.45**
				20x555	1954.19	9095.97	ACC	26.8	16.65	11.1			
				20x565	1135.53	8276.75	ACC	26.0	15.95	11.3			
		V_8	3	35x273	4012.83	534.91	ACC	14.2	14.33	9.56	20	10	**2x (17HA12) =19.23**
				35x278	2421.42	824.14	ACC	13.8	14.6	9.73			
				35x283	699.12	116.46	ACC	13.4	**14.86**	9.91			

- **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.29. Vérification des armatures a ELS des voiles

Voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
V_1	2.85	1488.31	60.22	16.96	1.3	15	Vérifiée	18.8	201.63	Vérifiée
V_2	3.30	1977.99	58.79	19.23	2.1	15	Vérifiée	31.6	201.63	Vérifiée
V'_2	3.30	2255.56	57.67	19.23	1.4	15	Vérifiée	21.6	201.63	Vérifiée
V_3	2.40	1414.13	171.67	14.70	1.6	15	Vérifiée	23.9	201.63	Vérifiée
V_4	1.70	954.93	4.33	13.57	2.6	15	Vérifiée	38.5	201.63	Vérifiée
V_5	6.00	452.49	1849.6	38.45	1.0	15	Vérifiée	15.1	201.63	Vérifiée
V_6	3.20	359.17	470.07	19.23	0.8	15	Vérifiée	11.3	201.63	Vérifiée
V_8	3.00	1962.37	43.70	19.23	1.6	15	Vérifiée	24.7	201.63	Vérifiée
V_9	3.95	410.21	181.72	24.88	0.5	15	Vérifiée	6.8	201.63	Vérifiée
V_{10}	2.90	378.15	75.14	18.10	0.5	15	Vérifiée	7.4	201.63	Vérifiée

V.4.1.2. Armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

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 : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0 \ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tableau V.30. Calcul des armateurs horizontaux

Niveau		Voile	ep (cm)	H (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Φ_h (cm)	S_h (cm)	$A_{min\ RPA}$	A_{final} (cm^2)
S-S	**X**	V_1	35	271	364.53	0.63	5	Vérifiée	1.20	15	18.97	2x (18HA12) =20.36
		V_2	35	271	501.07	0.73	5	Vérifiée	1.20	15	18.97	2x (18HA12) =20.36
		V_3	35	271	474.47	1.03	5	Vérifiée	1.20	15	18.97	2x (18HA12) =20.36
		V_4	35	306	266.73	0.63	5	Vérifiée	1.20	15	21.42	2x (20HA12) =22.62
	Y	V_5	35	261	903.30	0.66	5	Vérifiée	1.20	15	18.27	2x (17HA12) =19.23
		V_6	35	271	254.69	0.38	5	Vérifiée	1.20	15	18.97	2x (18HA12) =20.36
		V_8	35	261	735.79	1.08	5	Vérifiée	1.20	15	18.27	2x (17HA12) =19.23
	I	V_9	35	306	314.98	0.35	5	Vérifiée	1.20	15	21.42	2x (20HA12) =22.62
		V_{10}	35	306	204.12	0.32	5	Vérifiée	1.20	15	21.42	2x (20HA12) =22.62
E-C	**X**	V_2	20	271	513.05	1.31	5	Vérifiée	1.00	15	10.84	2x (18HA10) =14.14
		V'_2	35	271	679.33	0.99	5	Vérifiée	1.20	15	18.97	2x (18HA12) =20.36
		V_4	20	306	288.47	1.19	5	Vérifiée	1.00	15	12.24	2x (20HA10) =15.71
	Y	V_5	20	261	899.14	1.16	5	Vérifiée	1.00	15	10.44	2x (17HA10) =13.35
		V_8	35	261	735.55	1.08	5	Vérifiée	1.20	15	18.27	2x (17HA12) =19.23

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 est tel que $\varphi_t \geq \frac{\varphi_v}{3}$, φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Tableau V.31. Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales φ_v	épingles φ_t
HA8 à HA16	HA6
HA20	HA8
HA25	HA10
HA32	HA12
HA40	HA14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

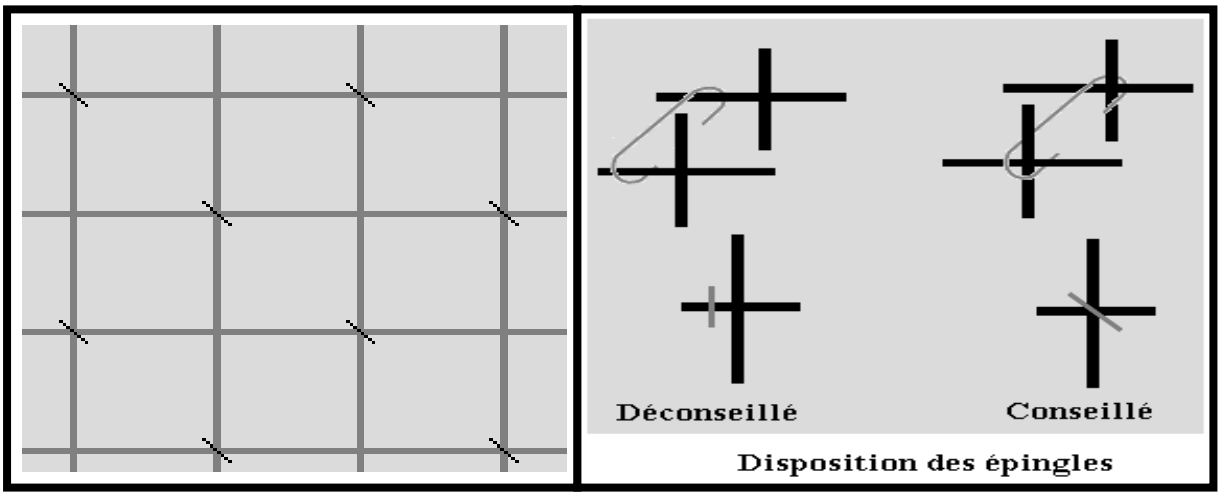


Figure V.17. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

- **Schémas des voiles pleins :**

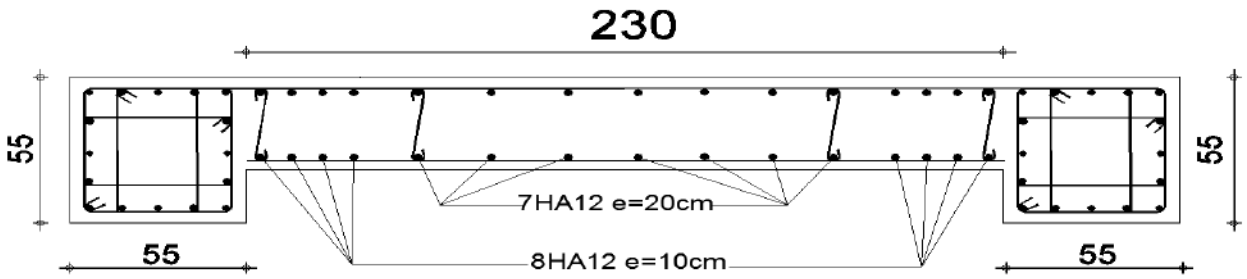


Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles V_1 (35x230)

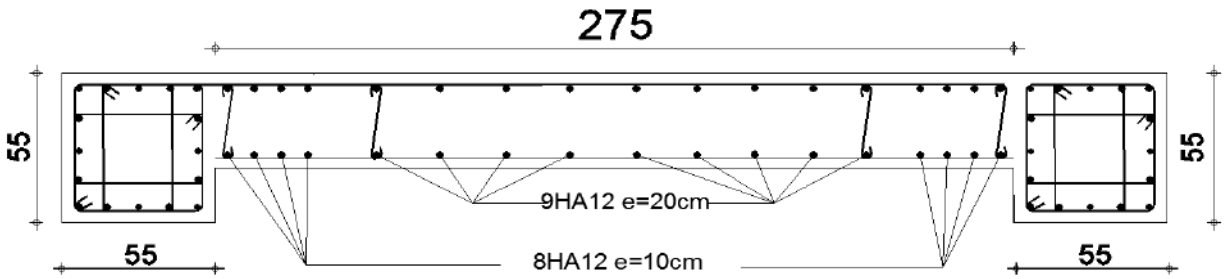


Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles V_2 et V'_2 (35x275)

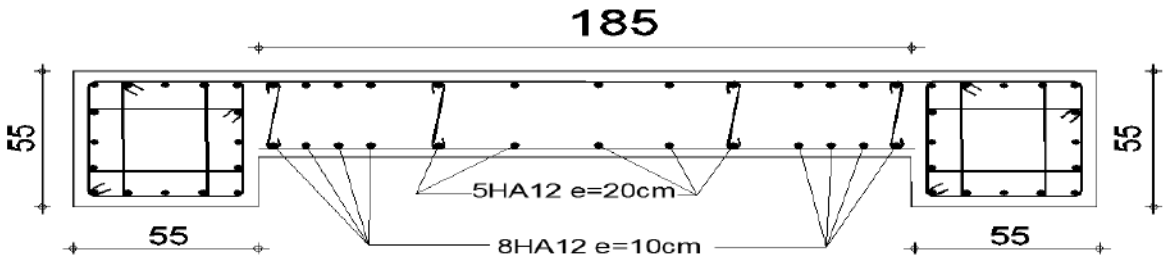


Figure V.20. Disposition des armatures dans les voiles V_3 (35x185)

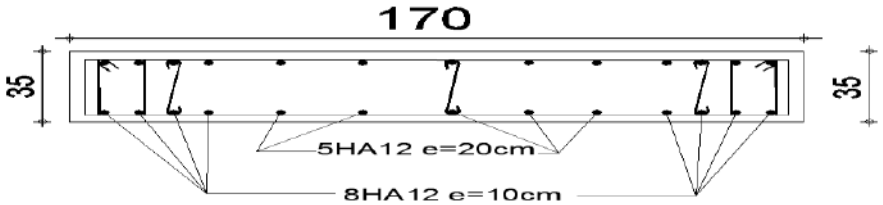


Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V_4 (35x170)

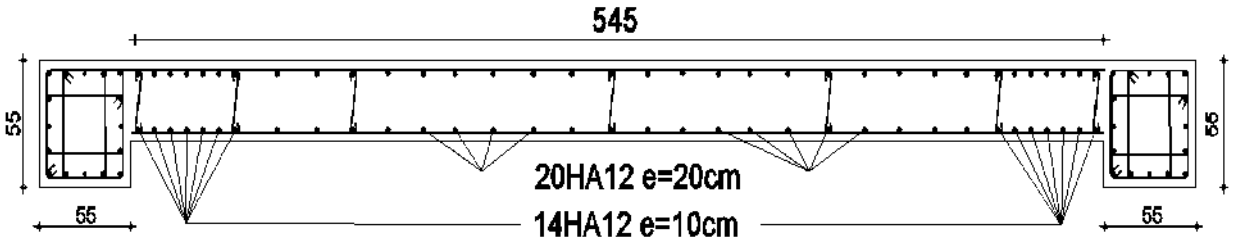


Figure V.22. Disposition des armatures dans les voiles V_5 (35x545)

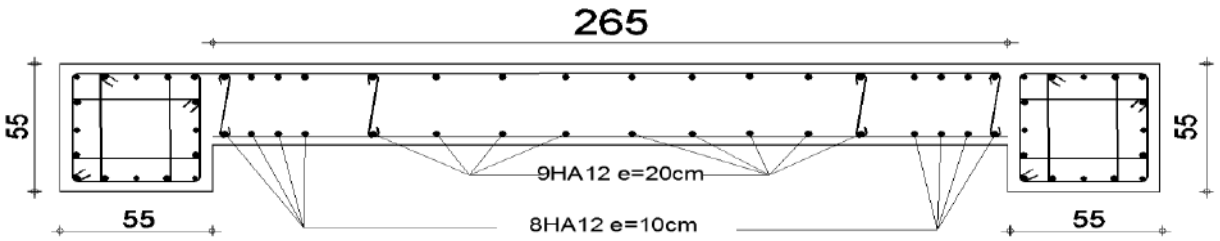


Figure V.23. Disposition des armatures dans les voiles V_6 (35x265)

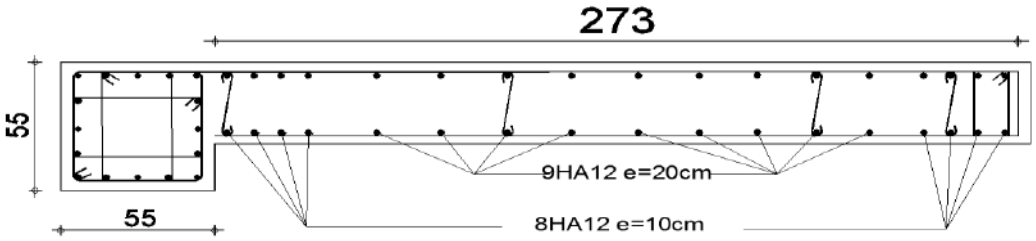


Figure V.24. Disposition des armatures dans les voiles V_8 (35x273)

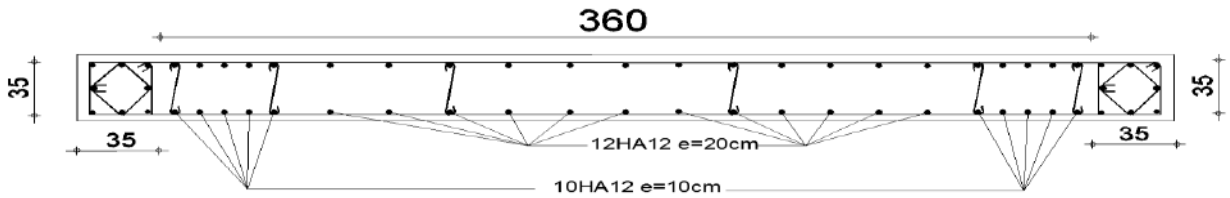


Figure V.25. Disposition des armatures dans les voiles V_9 (35x360)

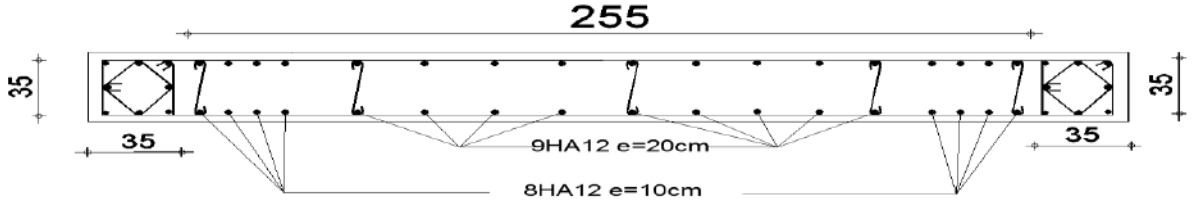


Figure V.26. Disposition des armatures dans les voiles V_{10} (35x255)

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends 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.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.1.1. Les armatures verticales :

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min\,[\,0.9d\,,40cm] \\ S_t \leq Min\,[1.5\,a\,,30cm] \end{cases}$ **[Art 7.7.4.3]** (1)

$A_{min\ CBA}$ = B/ 1000

$A_{min\ RPA}$ = 0.15% *b*e

Tableau V.32. Calcul les armatures verticales

Voile	Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situ	A_{cal} (cm)	$A_{min\ RPA}$ (cm)	$A_{min\ CBA}$ (cm)	Choix
V'1	3.06	20x100	860.75	48.20	ACC	6.20	3.00	2.00	**2x (7HA12) =7.92**
	18.36	20x105	473.90	51.05	ACC	6.00	3.15	2.10	
	36.72	20x110	173.85	60.40	ACC	5.80	3.30	2.20	
V7	3.06	20x110	1090.04	23.45	ACC	6.60	3.30	2.20	**2x (7HA12) =7.92**
	18.36	20x115	673.79	34.59	ACC	6.40	3.45	2.30	
	36.72	20x120	262.02	25.6	ACC	6.20	3.60	2.40	

- **Vérification à ELS :**

Tableau V.33. Vérification des armatures a ELS des voiles

Voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
V'1	1.00	419.53	22.77	7.92	1.1	15	Vérifiée	16.5	201.63	Vérifiée
V7	1.10	708.73	33.43	7.92	1.7	15	Vérifiée	25.9	201.63	Vérifiée

V.4.2.1.2. Les armateurs horizontaux :

Tableau V.34. Calcul les armateurs horizontaux

Voile	ep (cm)	H (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	$A_{min\ RPA}$	A_{final} (cm^2)
V'_1	20	271	123.79	0.38	5	Vérifiée	10.84	2x (18HA10) =14.14
V_7	20	271	172.52	0.44	5	Vérifiée	10.84	2x (18HA10) =14.14

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).

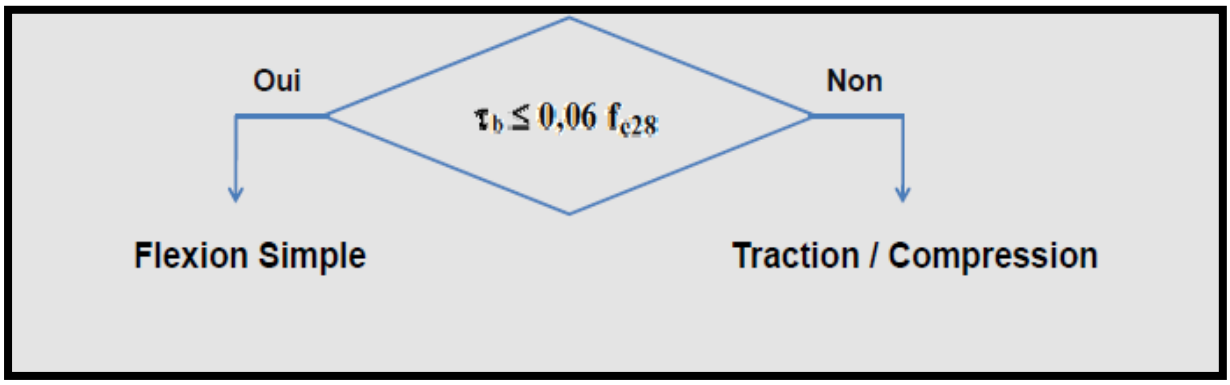


Figure V.27. Le ferraillage du linteau.

V.4.2.2.1. Recommandations réglementaires:

- Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement : **[Art 7.7.2]** (1)

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\ V$

b_0: Épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d = 0.9×h.

Vu: effort tranchant ultime.

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: Al
- Des aciers transversaux: At
- Des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

V.4.2.2.2.1. Premier cas: $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$ **[Art 7.7.3.1]** (1)

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule **:** $A_t \geq \frac{M}{Z \times f_e}$

Avec : Z= h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant **:** $\bar{V}$ = 1.4 V

h: hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux**:

- Premier sous cas : linteau long ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$) : $S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$

Avec : St : Espacement entre les armatures transversales.

A_t: Section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

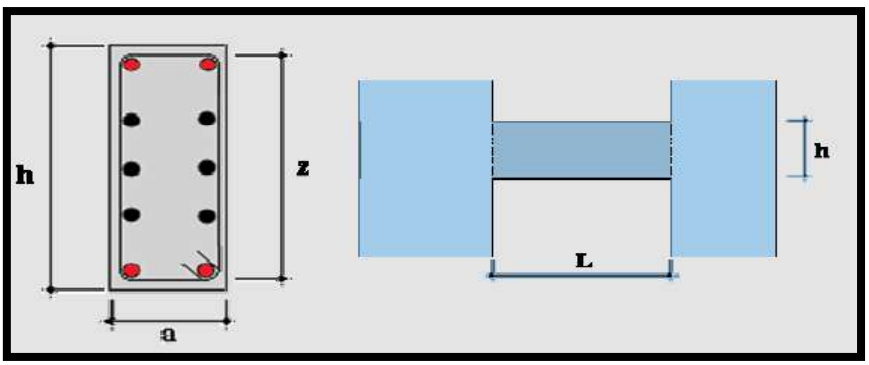


Figure V.28. Linteau long.

- Deuxième sous cas, linteau courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$) :

On doit avoir **:** $S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{\bar{V} + A_t \times f_e}$

Avec : V = min (V1, V2). $V2 = 2 \times Vu_{calcul}$ et $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes »des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} et calculés par **:** $Mc = A_l \times f_e \times Z$; $Z = h - 2d'$

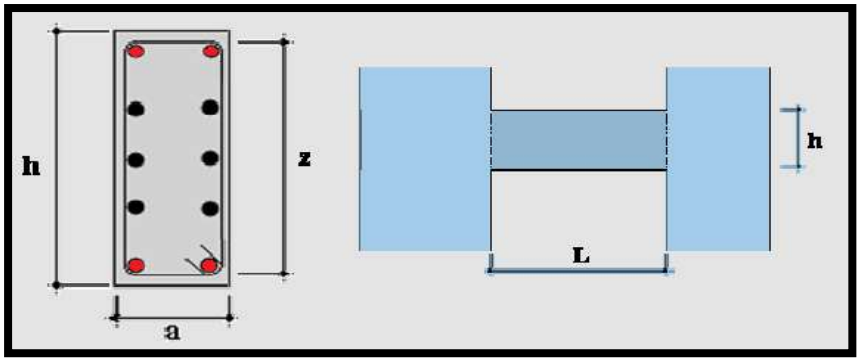


Figure V.29. Linteau courts.

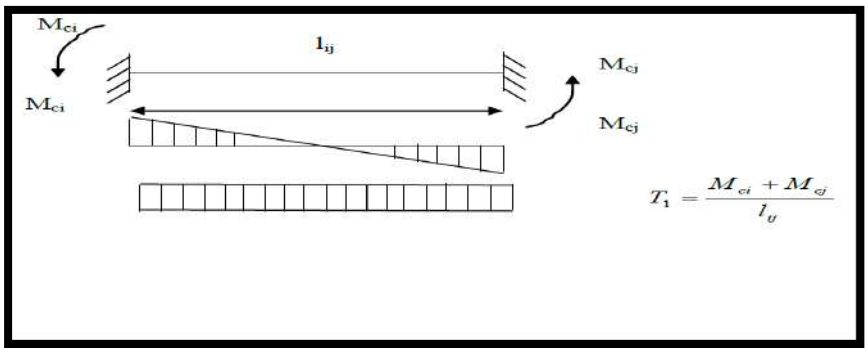


Figure V.30. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} .

V.4.2.2.2.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$ **[Art 7.7.3.2]** (1)

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

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 **:** $\frac{h-2d}{L}$; V = V calcul (sans majoration).

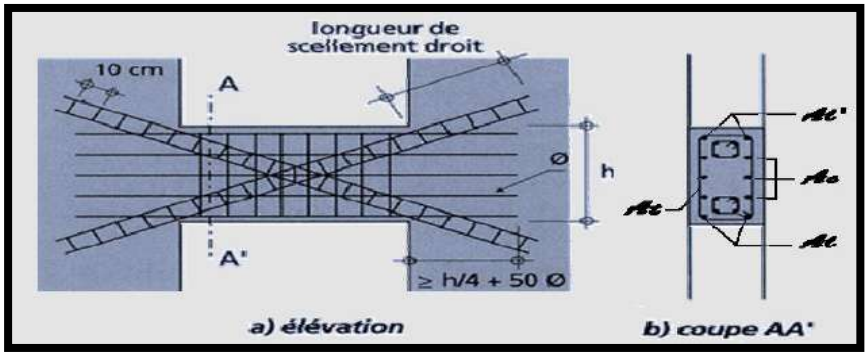


Figure V.31. Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal :** **[Art 7.7.3.3]** (1)

- Armatures longitudinales **:**

$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$ (0, 15%)

- Armatures transversales **:**

Pour $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015 \times b \times S$ (0, 15%)

Pour $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$: $A_t > 0,0025 \times b \times S$ (0, 25%)

- Armatures de peau **:**

$A_c \geq 0,002 \times b \times h$ (0, 20 %)

A_c (2 nappes) doivent être au

Total d'un minimum égal à 0.20%.

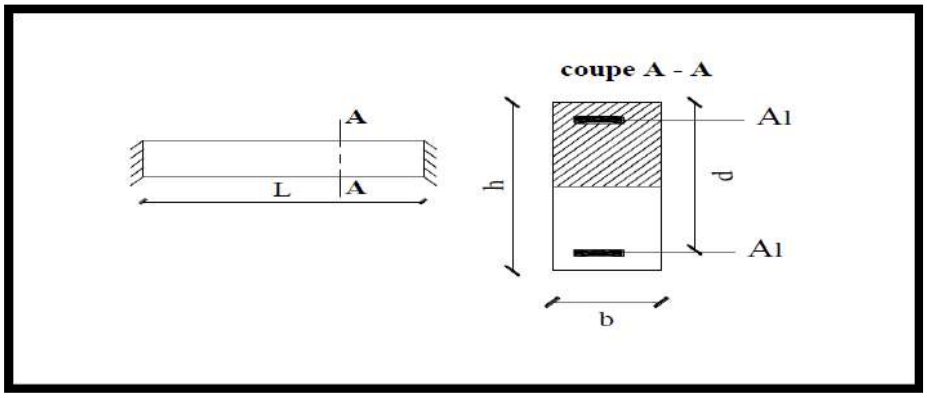


Figure V.32. Section du linteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant **:**

Tableau V.35. Calcul des armatures des linteaux;

Voile	Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	M (KN.m)	V (KN)	τ_b (MPa)	0.06 f_{c28}	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
V_1	3.06	20	90.5	100	101.22	106.31	0.65	1.5	Flexion simple
	18.36	20	90.5	100	21.46	82.21	0.50	1.5	Flexion simple
	36.72	20	90.5	100	73.18	40.79	0.25	1.5	Flexion simple
V_7	3.06	20	95.5	80	49.18	85.45	0.50	1.5	Flexion simple
	18.36	20	95.5	80	1.54	69.17	0.40	1.5	Flexion simple
	36.72	20	95.5	80	15.97	36.05	0.21	1.5	Flexion simple

❖ **Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :**

- ✓ A_d : armature diagonales.
- ✓ A_l : armature longitudinale.
- ✓ A_t : armature transversale.
- ✓ A_p : armature de peau

Tableau V.36. calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

	$A_{calculé}$ (cm^2)				S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)			
	A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	A_c (cm^2)		A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	A_p (cm^2)
V_1	-	3.94	0.50	-	15	-	**7HA10=5.50**	**2HA8=1.01**	-
	-	0.83	0.50	-	15				
	-	2.85	0.50	-	15				
V_7	-	1.81	0.50	-	15	-	**7HA10=5.50**	**2HA8=1.01**	-
	-	0.06	0.50	-	15				
	-	0.59	0.50	-	15				

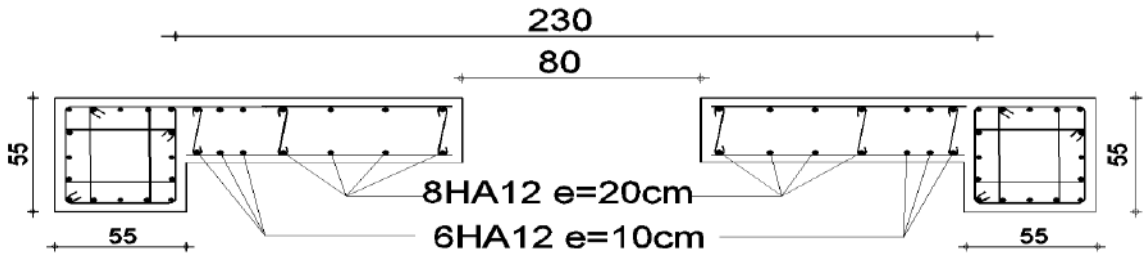


Figure V.33. Disposition des armatures dans les voiles V'$_1$ (20x230)

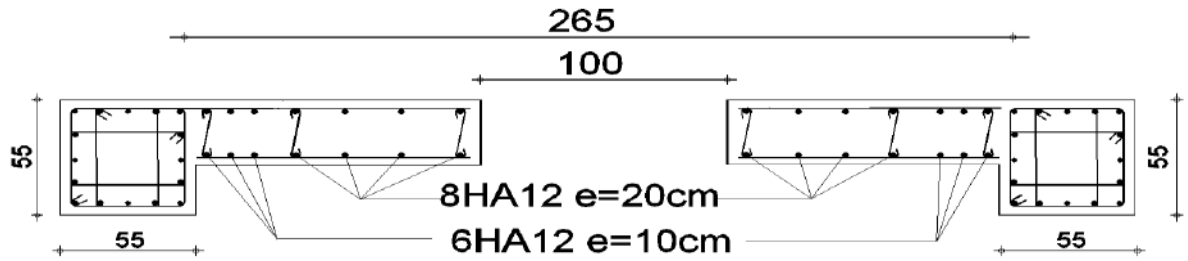


Figure V.34. Disposition des armatures dans les voiles V_7 (20x265)

V.4.3. Voile Circulaire :

V.4.3.1. Les armatures verticales :

Tableau V.37. Calcul les armatures verticales

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situ	A_{cal} (cm)	$A_{min\ RPA}$ (cm)	$A_{min\ CBA}$ (cm)	Choix
V_{11}	20x900	827.70	2184.59	ACC	36.8	27	18	**2x (50HA10) =39.27**
V_{12}	20x470	102.68	3061.72	ACC	19.6	14.10	9.40	**2x (30HA10) =23.56**

V.4.3.2. Vérification à E.L.S :

Tableau V.38. Vérification des armatures a ELS des voiles

Voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
V_{11}	2.3	918.72	2195.67	**39.27**	1.2	15	Vérifiée	17.3	201.63	Vérifiée
V_{12}	4.7	2165.61	569.70	**23.56**	2.80	15	Vérifiée	41.5	201.63	Vérifiée

V.4.3.3. Las armateurs horizontaux :

Tableau V.39. Calcul les armateurs horizontaux

Voile	ep (cm)	H (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	$A_{min\ RPA}$	A_{final} (cm^2)
V_{11}	20	306	765.13	2.33	5	Vérifiée	12.24	2x (20HA10) =15.71
V_{12}	20	306	355.37	0.53	5	Vérifiée	12.24	2x (20HA10) =15.71

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 tache 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.

CHAPITRE VI

Calcul de l’infrastructure

VI.1. Etude du sol :

VI.1.1. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya de Médéa.

Le projet est un tour d'affaire en (R+13+ Sous-sol).

VI.1.3. Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

Réalisation des essais in situ :

- ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'à une profondeur de 1.5 mètres ;

Une campagne 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 couche 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.

Travaux de laboratoire :

Compte tenu du sol pulvérulent, nous n'avons pu extraire des échantillons intacts aux niveaux prévus pour l'encastrement des fondations.

🕮 Conclusion :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- ✓ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- ✓ La profondeur d'ancrage est de **1.5m** par rapport au terrain naturel ;
- ✓ La contrainte admissible est prise égale à : σ_{sol} **= 1.8bars**
- ✓ La contrainte admissible du gros béton : σ_{sol} **= 3bars**
- ✓ La masse volumique humide : γ_{sol} **= 18KN/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 fonctions suivantes **:**

- ✓ Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- ✓ Elle joue un rôle d'appuis.
- ✓ Limite 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 dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain 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. Choix du type de fondation :

- ➢ Semelle isolée.
- ➢ Semelle filantes.
- ➢ Radier.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,8bars), 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 voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification : (Vérification du chevauchement entre les semelles). Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5

- **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. $\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$

σ_{sol} = 0.18 MPa (donnée par le rapport du sol). $\Sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S}$

- **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.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \qquad h = d+c = d + e + \frac{\Phi}{2}$$

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

I : inertie de la semelle
E : module d'élasticité du béton
B : largeur de la semelle
K : coefficient de raideur du sol

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

Si : $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si : $L > \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition identique à celle d'une poutre sur appuis élastique.

Les schémas suivants présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS et l'ELU :

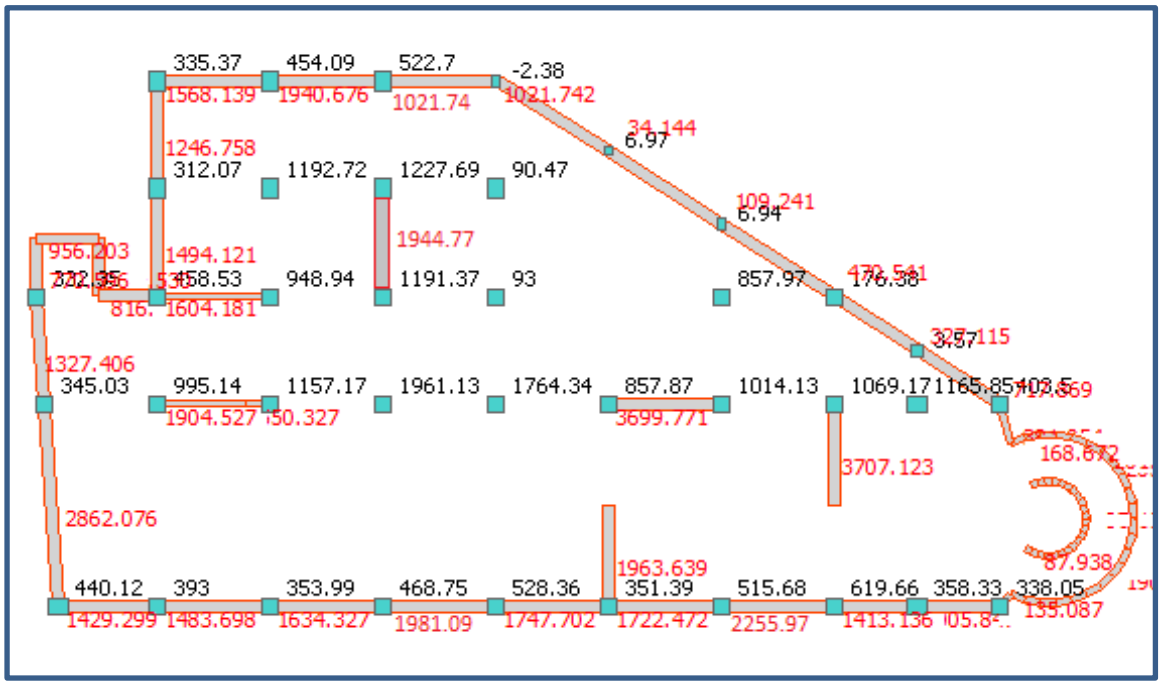


Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

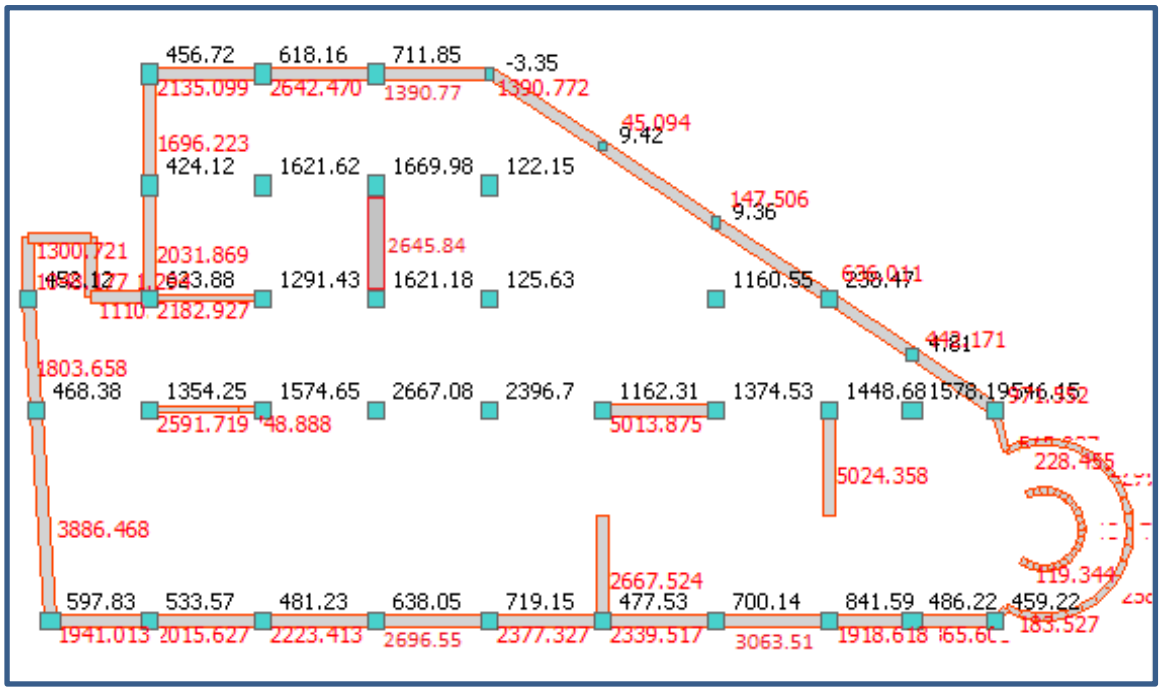


Figure VI.2. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.2.3.1. Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b.

$S=A\times B=\frac{Nser}{\sigma sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow A=\frac{a}{b}\times B$, $B=\sqrt{\frac{Nser\times b}{\sigma_{sol}\times a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

$L\geq\frac{1.5(B+B')}{2}$; $\sigma_{sol}=0.18MPa$, c = 3 cm.

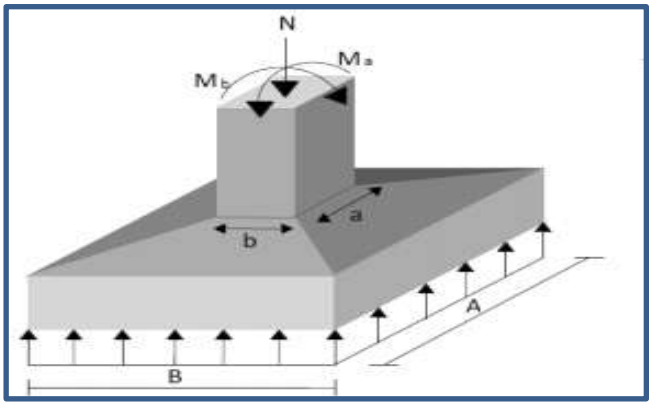


Figure VI.3. Semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées

	Semelle	N_{ser} (KN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)
a = b = 55 cm	S1	1961.13	3.26	3.60
	S2	1764.34	3.13	3.40
	S3	1192.72	2.57	2.80
	S4	1165.85	2.55	2.80
	S5	857.97	2.18	2.40
a = b = 35 cm	S6	90.47	0.71	1.20
	S7	93.00	0.72	1.20

- **Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :**

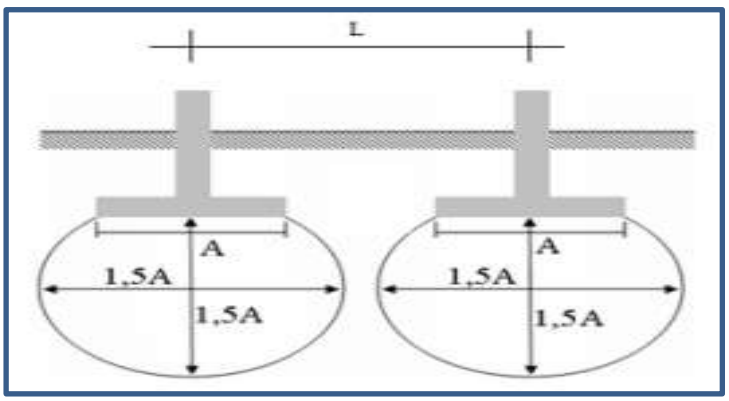


Figure VI.4. Les bulles de pression

Tableau VI.2. Vérification de chevauchement des semelles isolées

Semelle	L (m)	A_1 (m)	A_2 (m)	$\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5	L ≥ $\frac{A_1+A_2}{2}$ x1.5
S1-S2	3.3	3.60	3.40	5.25	CNV
S2-S6	3.2	3.40	1.20	3.45	CNV
S3-S3'	3.3	2.80	1.50	3.23	CV
S4-S4'	3.2	2.80	1.50	3.23	CNV
S5-S5'	1.58	2.40	1.50	2.93	CNV
S6-S7	3.2	1.20	1.20	1.8	CV

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déférents chevauchements dus aux dimensions de ces derniers Ces résultats nous amène don ont opté des semelles filantes.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.3.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000\times B} \leq [\sigma_{sol}] \qquad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000\times[\sigma_{sol}]}$$

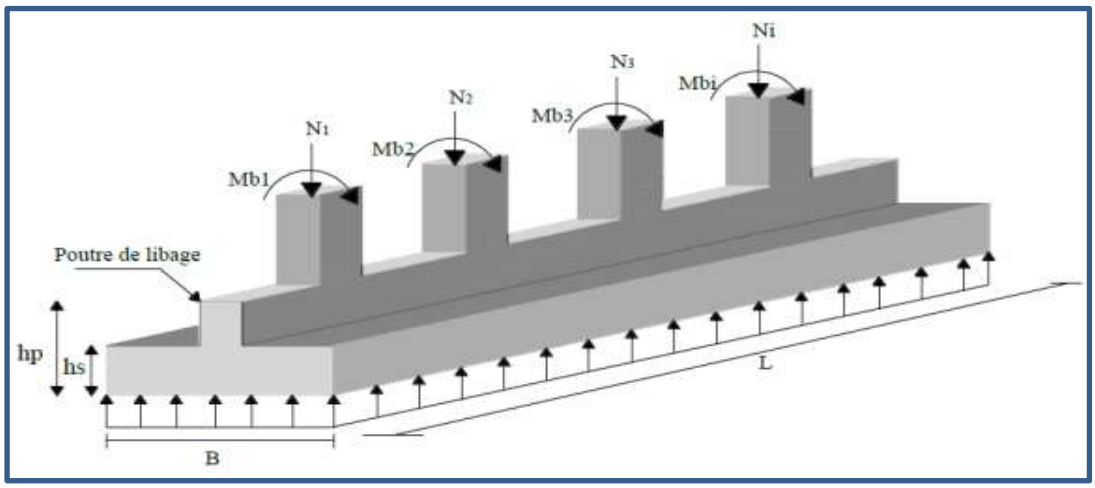


Figure VI.5. Schéma semelle filantes

❖ **Dimensionnement :**

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles filantes.

	Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} (KN/ml)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)
X	SF1	27.45	19040.87	693.66	3.85	4.00	90
	SF2	27.45	16897.99	615.59	3.42	3.80	85
	SF3	12.75	5522.08	433.10	2.41	2.80	60
	SF4	3.3	1034.35	313.44	1.74	2.00	40
	SF5	9.9	2822.95	285.15	1.58	1.80	35
	SF6	9.9	5840.33	589.93	3.28	3.60	80
Y	SF7	10.9	9221.12	845.97	4.70	5.00	115
	SF8	15.6	5279.06	338.40	1.88	2.20	45
	SF9	15.6	4106.91	263.26	1.46	1.80	35
	SF10	15.6	7316.41	469.01	2.61	3.00	65
	SF11	15.6	2473.78	158.58	0.88	1.20	30
	SF12	6	3172.88	528.81	2.94	3.20	70
	SF13	11.33	2394.72	211.36	1.17	1.40	30
	SF14	9.2	5572.33	605.69	3.36	3.60	80
	SF15	7.58	1527.74	201.55	1.12	1.40	30
	SF16	6	741.74	123.62	0.69	1.20	30

Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes.

	Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a\ Voile}$ (KN)	$P_{a\ pot}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	N_{ser} (KN/ml)	B (m)	B_{choix} (m)
X	SF1	27.45	19040.87	2470.5	63,39	11,34	1185,84	22771,95	829,58	4,61	4.80
	SF2	27.45	16897.99	2216.59	16,84	13,23	1220,43	20365,08	741,90	4,12	4.40
	SF3	12.75	5522.08	535.5	21,95	11,34	578,34	6669,21	523,08	2,91	3.20
	SF4	3.3	1034.35	66	0,00	6,05	130,68	1237,08	374,87	2,08	2.40
	SF5	9.9	2822.95	155.93	0,00	12,86	368,87	3360,61	339,46	1,89	2.20
	SF6	9.9	5840.33	712.8	28,88	6,05	449,06	7037,12	710,82	3,95	4.20
Y	SF7	10.9	9221.12	1566.88	4,17	0,57	343,35	11136,08	1021,66	5,68	6.00
	SF8	15.6	5279.06	386.1	34,78	14,18	648,65	6362,77	407,87	2,27	2.40
	SF9	15.6	4106.91	245.7	0,00	16,07	581,26	4949,94	317,30	1,76	2.00
	SF10	15.6	7316.41	760.5	12,75	10,40	716,04	8816,10	565,13	3,14	3.40
	SF11	15.6	2473.78	140.4	0,00	17,02	404,35	3035,55	194,59	1,08	1.40
	SF12	6	3172.88	336	11,94	3,78	276,48	3801,09	633,51	3,52	4.00
	SF13	11.33	2394.72	118.97	0,00	13,61	342,62	2869,92	253,30	1,41	1.80
	SF14	9.2	5572.33	662.4	9,56	4,54	417,31	6666,13	724,58	4,03	4.40
	SF15	7.58	1527.74	79.59	0,00	10,21	229,22	1846,76	243,64	1,35	1.80
	SF16	6	741.74	54	0,00	6,81	155,52	958,07	159,68	0,89	1.20

Tableau VI.5. Vérification de chevauchement des semelles filantes.

Semelle	L (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	L - $\frac{B_1+B_2}{2}$ (cm)	L - $\frac{B_1+B_2}{2}$ > 50cm
SF1-SF2	6	4.80	4.40	140	CV
SF2-SF3	3.2	4.40	3.20	-60	CNV
SF2-SF4	3.2	4.40	2.40	-20	CNV
SF3-SF5	3.2	3.20	2.20	50	CNV
SF5-SF6	3.2	2.20	4.20	0	CNV
SF7-SF8	2.85	6.00	2.40	-135	CNV
SF8-SF9	3.3	2.40	2.00	110	CV
SF9-SF10	3.3	2.00	3.40	60	CV
SF10-SF11	3.3	3.40	1.40	90	CV
SF11-SF12	3.3	1.40	4.00	60	CV
SF12-SF13	3.3	4.00	1.80	40	CNV
SF13-SF14	3.3	1.80	4.40	20	CNV
SF14-SF15	2.4	4.40	1.80	-70	CNV
SF15-SF16	2.4	1.80	1.20	90	CV

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles filantes, Et qui nous mène à envisager un radier général comme fondation.

VI.2.3.3. radier :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

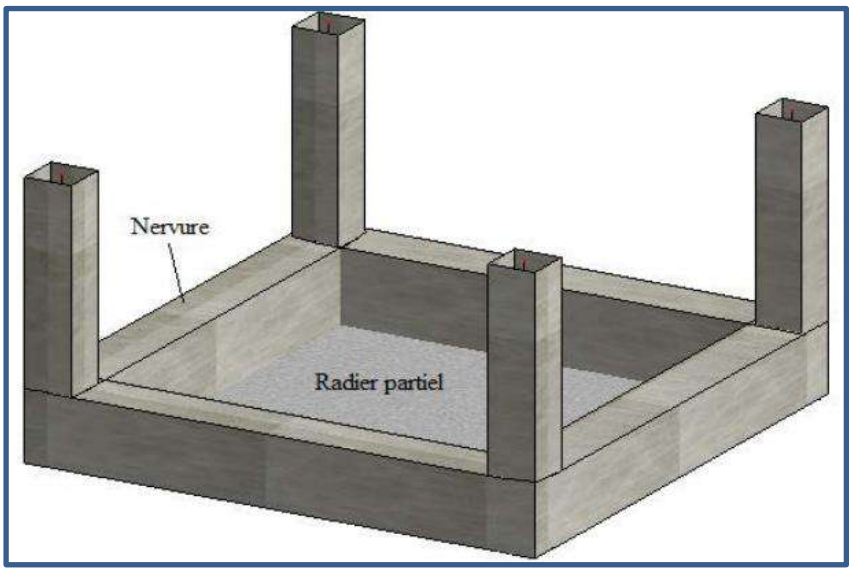


Figure VI.6. Schéma d'un radier nervure

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

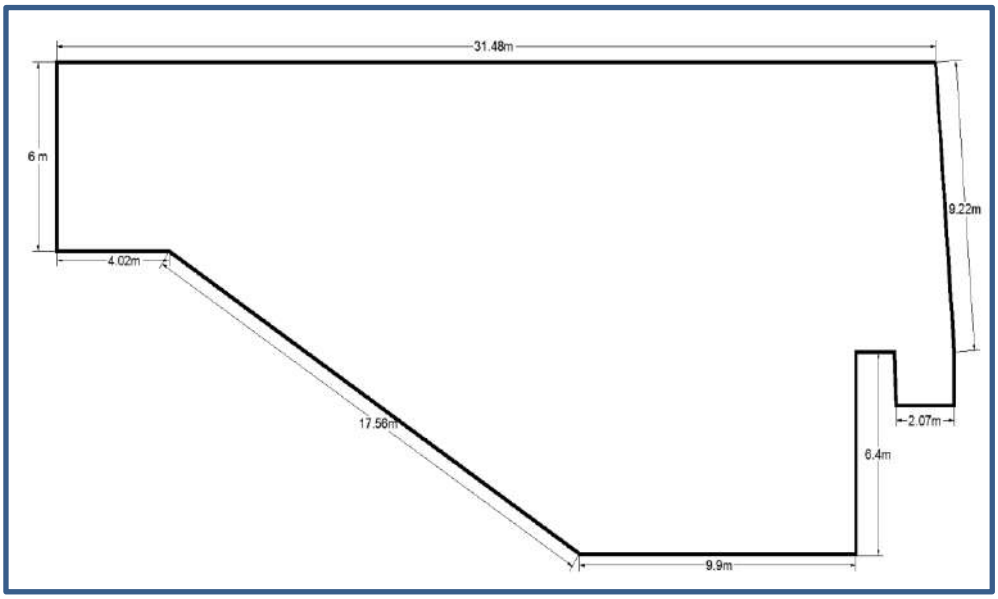


Figure VI.7. Vue en plan de la surface du bâtiment

- La surface du bâtiment = 370.29 m^2

✓ **Détermination de la surface nécessaire du radier:**

$\sum N_{ser} = 77850.13\ KN$

$S = \frac{Nser}{\sigma_{sol}} = \frac{\mathbf{77850.13 * 10^3}}{\mathbf{0.18}}$ = 4.33x10^8 mm^2 = **433 m^2**

Donc on adopter**: S =450m^2**

$P_{semelles}$ = S x h_d x $\rho_{béton}$ =450*0.30*25 =**3375KN**

$P_{voile} = \sum L_i$ x ep x (H-h_d –h_{long}) x $\rho_{béton}$ = 25.94 x 0.35 x (1.5-0.3-0.3) x 25 = **204.26KN**

P_{Poteau} = (H-h_d –h_{long}) *Nbre $_{pt}$* ab * $\rho_{béton}$ =34*(1.5-0.3-0.3) x0.55*0.55*25 =**231.41N**

$P_{remblai}$ =S x (H-h_d) x ρ_{sol} =450*(1.5-0.3)*18 =**9720KN**

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{voile} + P_{poteau} + P_{remblais}$ = **91380.80KN**

$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{91380.80\ x\ 10^3}{450\ x\ 10^6} = 0.203\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.18MPa$ …… CNV

<u>Commentaire:</u>

Alors on augmenter la surface de semelles, on adopter**: S =520 m^2**

$P_{semelles}$ = S x h_d x $\rho_{béton}$ =520*0.30*25 =**3900KN**

$P_{voile} = \sum L_i$ x ep x (H-h_d –h_{long}) x $\rho_{béton}$ = 25.94 x 0.35 x (1.5-0.3-0.3) x 25 = **204.26KN**

$P_{Poteau} = (H-h_d - h_{long}) * Nbre_{pt} * ab * \rho_{béton} = 34*(1.5-0.3-0.3)\ x0.55*0.55*25 =$ **231.41N**

$P_{remblai} = S\ x\ (H-h_d)\ x\ \rho_{sol} = 520*(1.5-0.3)*18 =$ **11232KN**

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{voile} + P_{poteau} + P_{remblais} =$ **93417.80KN**

$$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{93417.80\ x\ 10^3}{520\ x\ 10^6} = 0.179\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.18MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

Commentaire :

La surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment. **S=520m²**

Donc : on a un débord de 160 cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : S= 523 (m^2).

VI.2.3.3.1. Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

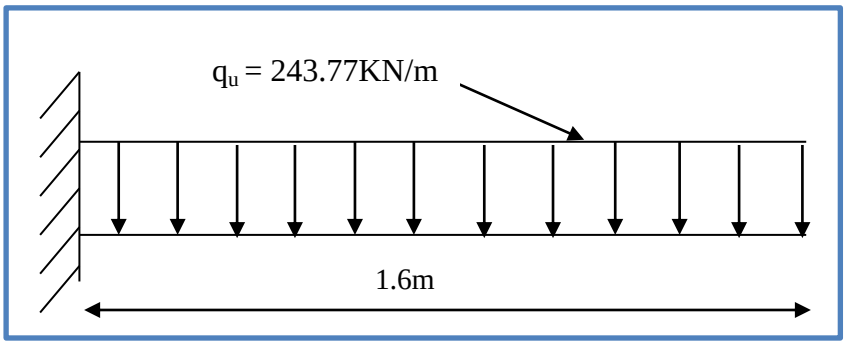


Figure VI.8. Schéma statique du débord de radier

✓ **Calcul des efforts :**

- **ELU :**

q_u = 243.77KN/m

$M_a = \frac{q_u.L^2}{2} = \frac{243.77x(1.6)^2}{2}$ = 312.03KN.m

$R_a = T = q_u.L$ = 243.77 x 1.6 = 375.63 KN

- **ELS :**

q_s = 179.65KN/m

$M_a = \frac{q_s.L^2}{2} = \frac{179.65x(1.6)^2}{2}$ = 229.95KN.m

$R_a = T = q_u.L$ = 179.65 x 1.6 = 287.44 KN

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m.

Avec : b = 100 cm, h = 30 cm, d = 27 cm

Les résultats du ferraillage sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6. Ferraillage du débord

$M_u(KN.m)$	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
312.03	0.301	0.823	oui	0	40.02	**20HA16=40.21**

Commentaire :

Après le calcul de ferraillage du débord, on remarque qu'elle est très longe (20 bars par 1m), pour cela on recalculé la surface nécessaire du radier avec Gros béton à profondeur de 50cm et de débord de 60cm.

σ_{sol} = 2.2bars

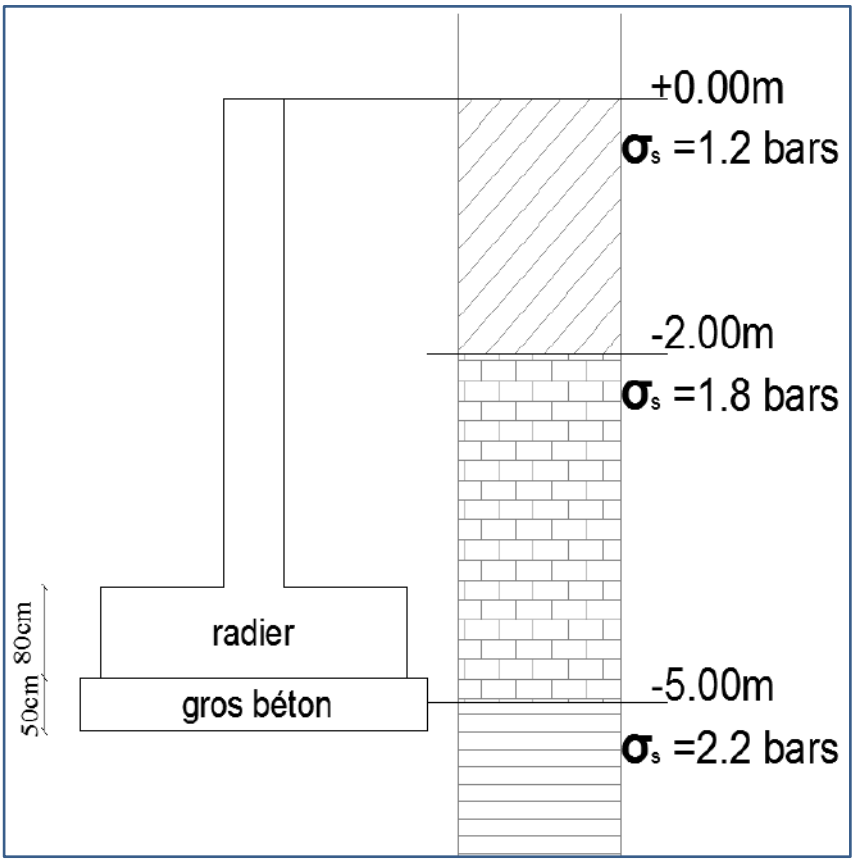


Figure VI.9. Contrainte admissible du sol selon la profondeur.

S_f =370.29m^2 ; S_g=430m^2

$P_{semelles} = S_f \times h_d \times \rho_{béton}$ =370.29*0.30*25 =**2777.18KN**

$P_{voile} = \sum L_i \times ep \times (H-h_d - h_{long}) \times \rho_{béton}$ = 25.94 x 0.35 x (1.5-0.3-0.3) x 25 = **204.26KN**

$P_{Poteau} = (H-h_d - h_{long})$ *Nbre $_{pt}$* ab * $\rho_{béton}$ =34*(1.5-0.3-0.3) x0.55*0.55*25 =**231.41N**

$P_{remblai} = S \times (H-h_d) \times \rho_{sol}$ =450*(1.5-0.3)*18 =**9720KN**

$P_{gros\ béton} = S_g \times h_g \times \rho_{gros\ béton}$= 430 x 0.5x22= **4730KN**

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{voile} + P_{poteau} + P_{remblais} + P_{gros\ béton}$ = **93586.98KN**

$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{93586.98\ x\ 10^3}{430\ x\ 10^6} = 0.218\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.22MPa$ …… CV

$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{voile} + P_{poteau} + P_{remblais}$ = **88848.54KN**

$\frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{88848\ x\ 10^3}{370.29\ x\ 10^6} = 0.24\text{MPa} \geq [\sigma_{sol}] = 0.3MPa$ …… CV

VI.2.3.3.2. Dimensionnement du radier:

- **Dalle :**

La hauteur h de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante:

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{600-0.55}{20} = \frac{545}{20}$ = 27.25 cm

Donc on adopter: h_d = 30cm.

- **Nervure :**

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{600-0.55}{10} = \frac{545}{10}$ = 54.5 cm

- **Hauteur total du radier (nervure):**

$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.L_{max}^4.K}{\pi^4.E}}$

Avec :

K: module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

(K=4Kg/cm^3=4000t/m^3 pour sol moyen).

E: module de déformation longitudinale instantané E=32164.20MPa =3.2 x 10^{6}t/m^2

L_{max} : distance maximale entre deux nervures successives égale à 5.45m

$h_r = \sqrt[3]{\frac{48\ x(5.45)^4\ \ x\ 4000}{3.2x10^6\ x\ (3.14)^4}} = 0.79m$

Donc on adopter: h_r = 80cm

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adoptera les dimensions suivantes:

h_d = 30cm …… Hauteur de la dalle

b = 55cm …… Largeur de la nervure

h_n = 80cm ……..….. Hauteur de la nervure

❖ **Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité on doit vérifier:

$$N \leq 0{,}045.h_t.\ \mu_c.\ f_{c28}/\ \gamma_b$$

Avec:

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

$\mu_c = 2\ (a+b+2.h_{radier})$

b: Dimensions de poteau.

$\mu_c = 2\ (0{,}55+0{,}55+2\times0{,}8) = 5.4$ m

$0{,}045.h_t.\ \mu_c\ .\ f_{c28}/\gamma_b = 0{,}045 \times 0.8 \times 5.4 \times 25000/1{,}5 = 3240$kN.

N = 2667.08 KN (N_{max})

N = 2667.08 KN ≤ 3240 KN ……..….. CV

D'après les calculs pas de poinçonnement du fût sur la nervure.

VI.2.3.3.3. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93. La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires (μ_x ,μ_y) qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport **:** $0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$

Dans ce cas, les panneaux n'ayant pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

$\rho = \frac{3.3}{6} = 0.55 > 0.4$ ⇒ alors le panneau travaillant les deux directions.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91).

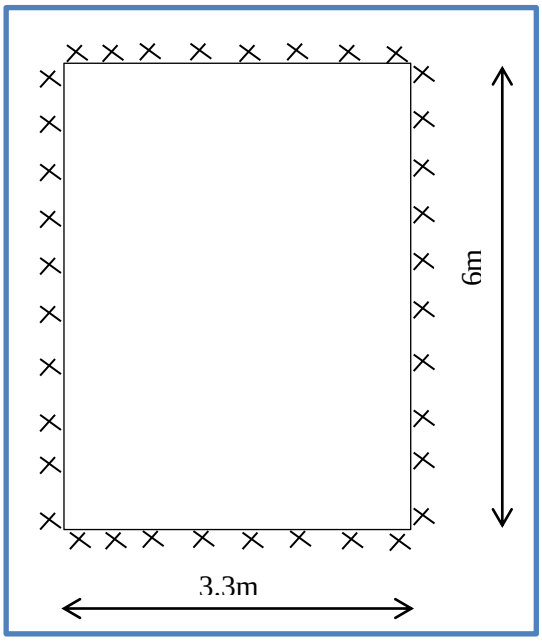


Figure VI.10. Panneau de dalle du radier

❖ **Calcul des moments:**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5\ M_x$

- **à l'ELU:**

$M_x = \mu_x \times q_{elu} \times l_x^2$

Avec :

$q_{elu} = 243.77\ KN/m^2$

$M_x = 0.0894 \times 243.77 \times (3.3)^2 =$ **237.33 KN.m.**

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.2500 \times 237.33 =$ **59.33 KN.m.**

En travée:

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 237.33 =$ **177.99 KN.m**

$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 59.33 =$ **44.50 KN.m**

Aux appuis:

$M_{1x} = M_{2x} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 237.33 =$ **-118.66 KN.m**

$M_{1y} = M_{2y} = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 59.33 =$ **-29.67 KN.m**

- **à l'ELS:**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$

Avec :

q_{ser} =179.65 KN/m^2

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$ = 0.0936 ×179.65× (3.3)² = **183.12 KN.m**

$M_y = \mu_y \times M_x$ = 0.4150 × 183.12 = **75.99 KN.m**

En travée:

$M_{tx} = 0.75 \times M_x$= 0.75x 183.12 = 137.34 KN.m.

$M_{ty} = 0.75 \times M_y$=0.75 x 75.99 = 56.99 KN.m.

Aux appuis:

$M_{1x} = M_{2x}$ = - 0.5 × M_x = - 0.5 x 183.12 = -91.56 KN.m

$M_{1y} = M_{2y}$ = - 0.5 × M_y = - 0.5 x 75.99 = -37.99 KN.m

- **Détermination des armatures longitudinales :**

b=100cm, c= c'= 2.5cm, h= ep= 30cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10}$ =30mm

On choisit ϕ_x = 16mm ; ϕ_y = 14mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2}$ = 30 – 2 - $\frac{1.6}{2}$ = **27.2cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$ = 27.2 - $\frac{1.6+1.4}{2}$ = **25.7cm**

Tableau VI.7. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

		M (KN.m)	M	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A choisi (cm^2)
Travée	**X**	177.99	0.166	0.909	0.392	CV	0	20.69	3.00	CV	**11HA16 = 22.12**
	Y	44.50	0.047	0.975		CV	0	5.10	3.00	CV	**5HA14 = 7.70**
Appui	**X**	118.66	0.113	0.939	0.392	CV	0	13.35	3.00	CV	**10HA14 = 15.39**
	Y	29.67	0.032	0.984		CV	0	3.37	3.00	CV	**5HA12 = 5.65**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63\text{ MPa}$

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	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	X	137.34	22.12	10.52	$1.3x10^5$	11.02	15	CV	162.05	201.63	CV
	Y	56.99	7.70	6.64	$5.2x10^4$	7.31		CV	165.11		CV
Appui	X	91.56	15.39	9.14	$1.1x10^5$	8.30	15	CV	146.29	201.63	CV
	Y	37.99	5.65	6.64	$5.2x10^5$	4.87		CV	60.06		CV

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$; **q_u = 243.77KN.m**

- Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17\text{MPa}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x} = 315.47\text{ KN}$; $\tau_{ux} = \frac{315.47 \times 10^3}{1000 \times 272} = 0.55\text{MPa}$

$\tau_{ux} = 1.16\text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa}$ …… **CV**

- Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 268.15\text{KN}$; $\tau_{ux} = \frac{268.15 \times 10^3}{1000 \times 257} = 1.04\text{MPa}$

$\tau_{ux} = 1.04\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17\text{MPa}$ …… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

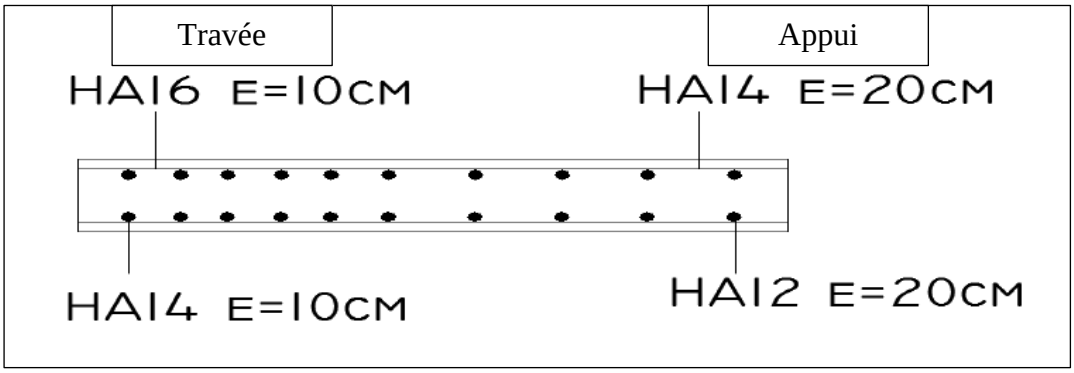


Figure VI.11. Ferraillage de la dalle du radier

VI.2.3.3.4. Ferraillage des nervures:

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions : b x h = (55 x 80) cm.

Le calcul des moments est déterminé pour une poutre de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul qui a donné les résultats suivants :

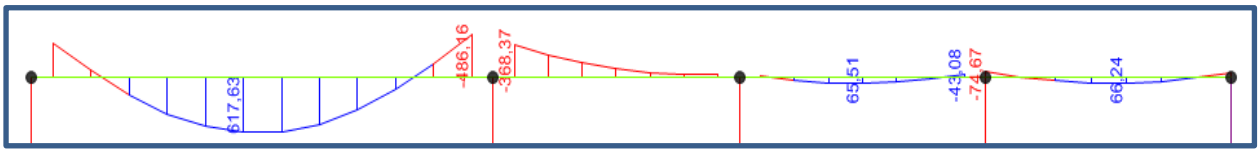


Figure VI.12. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU (en travée)

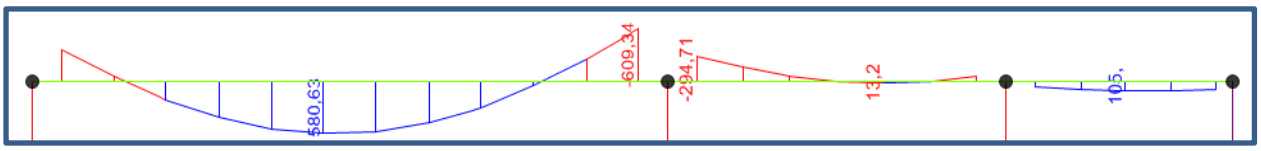


Figure VI.13. Schéma statique des moments dans la nervure en ELU (en appui)

❖ **Armatures longitudinales :**

Pour le ferraillage on prend le moment max en appuis et en travées :

Tableau VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	M_u (KN.m)	μ	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)
Travée	617.63	0.134	24.85	**8HA20=25.13**
Appui	609.34	0.132	24.49	**8HA20=25.13**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

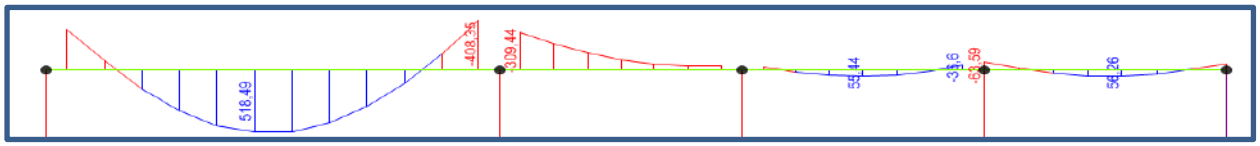


Figure VI.14. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS (en travée)

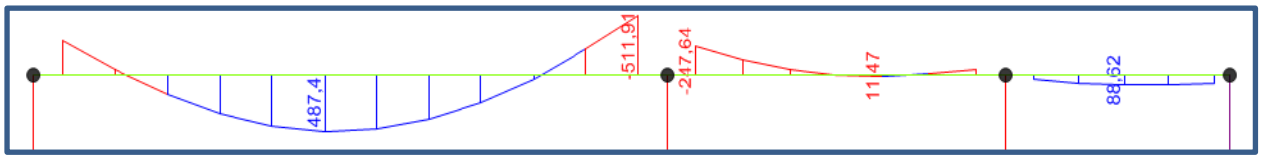


Figure VI.15. Schéma statique des moments dans la nervure en ELS (en appui)

$\overline{\sigma_b}$=15MPa et $\overline{\sigma_s}$= 201.63MPa

Tableau VI.10. Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	518.49	25.13	10.49	152.42	Vérifiée	Vérifiée
Appui	511.91	52.13	10.36	148.58	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :**

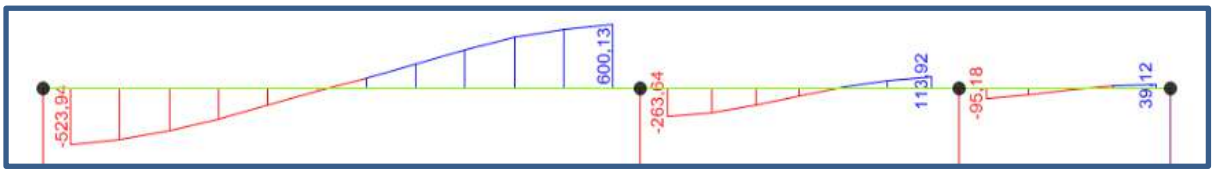


Figure VI.16. Schéma statique des efforts tranchants ELU

Du graphe en a : v_u=600.13

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ \text{MPa}\right]$=2.5 MPa (la fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable)

$\tau_u=\frac{Vu\ max}{b_0.d}=\frac{600.13x\ 10^3}{550x770}$ =1.45 MPa $\leq \overline{\tau_u}$ =2.5MPa ……..…… CV

❖ **Armatures transversales :**

D'après **RPA 99 version 2003 :** **[Art 7.5.2.2] (1)**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\, b \\ S \leq Min\,(\frac{h}{4}\ et\ 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{Zone courant} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0\, S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3\,.f_{tj}.k)}{0.9\,.f_e\,(cos\,\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\,(0.9d\,;40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (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)	
55x80	1.45	40	3.74	20	40	3.3	15	30	**6HA10=4.71**

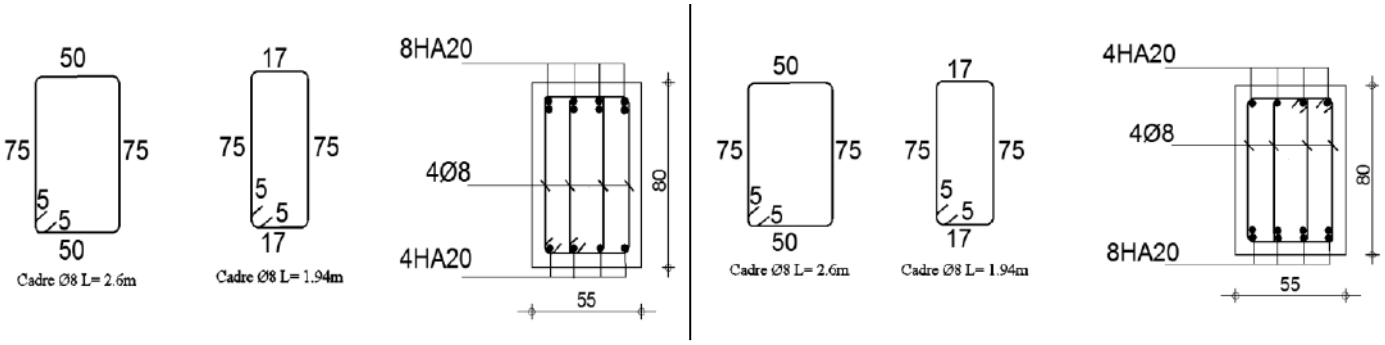


Figure VI.17. Ferraillage des nervures

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 (S2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte: (b × h) = (30x30) cm².

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 :

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$$

Avec :

N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU.

N_s : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELS.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.12. Valeurs de coefficient α

Site	Zone		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	**12**
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Dans notre cas : site S2 et zone sismique IIb ; (**α = 12**)

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{2667.08}{12} = 222.26KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \\ F_{ELS} = \frac{1961.13}{12} = 163.43KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \end{cases}$$

VI.3.4. Calcul du ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU :**

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

VI.3.5. Recommandation des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 : **[Art 10.1.1]** (1)

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm ; $15\Phi_t$).

Selon le CBA : **[Art 7.1.2]** (2)

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{100}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13. Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x30	2667.08	222.26	6.39	**6HA12=6.79**	0.9	5.4	Vérifiée

VI.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous Mser.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{163.43\ x\ 10^3}{679} = 240.69$ MPa

$\overline{\sigma_s}$= Min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta\ .\ f_{tj}}$) =201.63MPa

Tableau VI.14. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	$A_{choisir}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
30x30	1961.13	163.43	6.79	240.69	210.63	CNV

On doit changer la section. **A = 6HA14=9.24cm²**

Tableau VI.15. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	$A_{choisir}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1961.13	163.43	9.24	176.87	210.63	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=900cm^2 $\leq \frac{9.24*400}{2.1}$ =1760cm^2 …….…….. CV

VI.3.7.Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{8.79\ x\ 10^3}{300x275}$ = 0.107MPa

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u}$ = Min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) = 2.5MPa

τ_u = 0.107MPa $\leq \overline{\tau_u}$ =2.5MPa …….…….. CV

❖ **Armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

- Selon le CBA : **[Art A.6.4.2]** (2)

$\Phi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; $\frac{b}{10}$; Φ_l] ; on prendre : Φ_l = 12mm

$\Phi_t \leq$ Min [8.57mm; 30mm; 12mm] donc : $\Phi_t \leq 8.57$; on prendre : **Φ_t=8mm**

$A_t = a_t$ x n_t (n_t=4)

$a_t = \frac{\pi\ x\ \Phi_t^2}{4}$ =50.24mm^2 A_t = 200.96mm^2 donc : **A_t =8HA10=2.01cm^2**

- Selon le RPA 99 version 2003 **:** **[Art 7.5.2.2]** (1)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\ b \\ S \leq Min\ (\frac{h}{4}\ et\ 12\varphi) & \text{: Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{: Zone courant} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0\, S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3\,.f_{tj}.k)}{0.9\,.f_e\,(cos\,\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\,(0.9d\,;40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (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)	
(30×30)	0.107	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	**4Ø8 = 2.01**

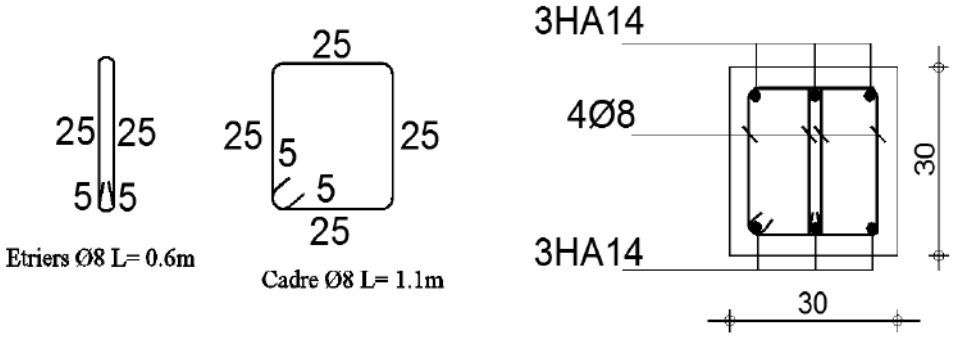


Figure VI.18. Ferraillage des longrines

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. Dimensionnement :

D'après RPA99 (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 (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 40Φ pour les renforcements des angles.
- ✓ On adopte une épaisseur **e = 35 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.06m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.4.2. Détermination des sollicitations :

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.

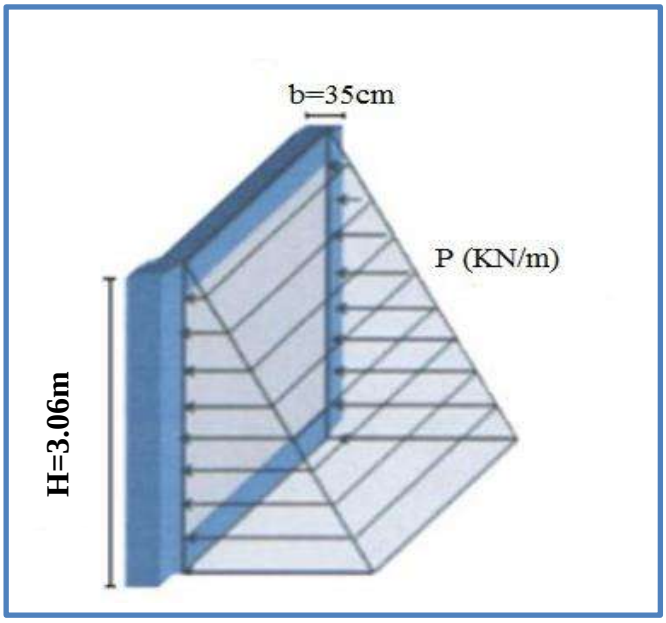


Figure VI.19. Mur de soutènement.

VI.4.3. Méthode de calcul:

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 : $\varphi = 26^o$; $\gamma = 19$ KN/m^3 ; H=3.06m

$K_a = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{26}{2}) = 0.39$

Donc : **P= 34.69KN/m**

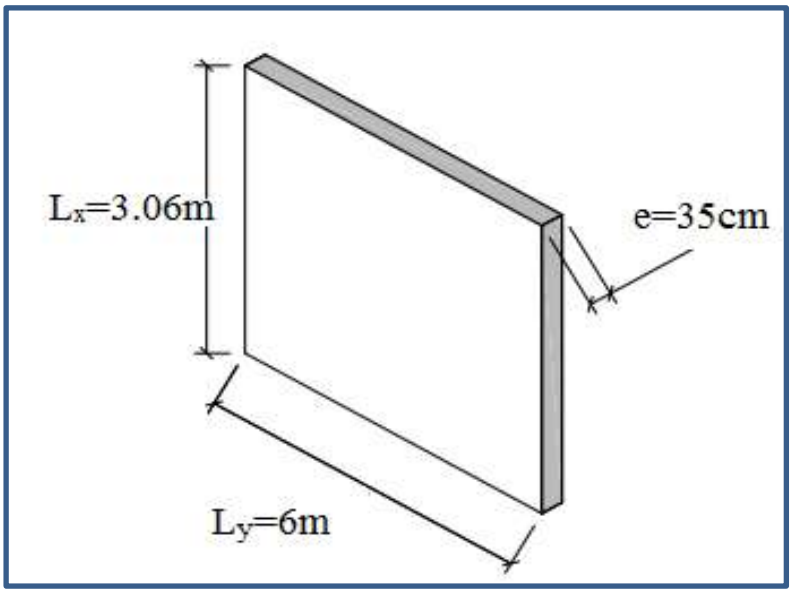


Figure VI.20. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.4.4. 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 de rupture puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

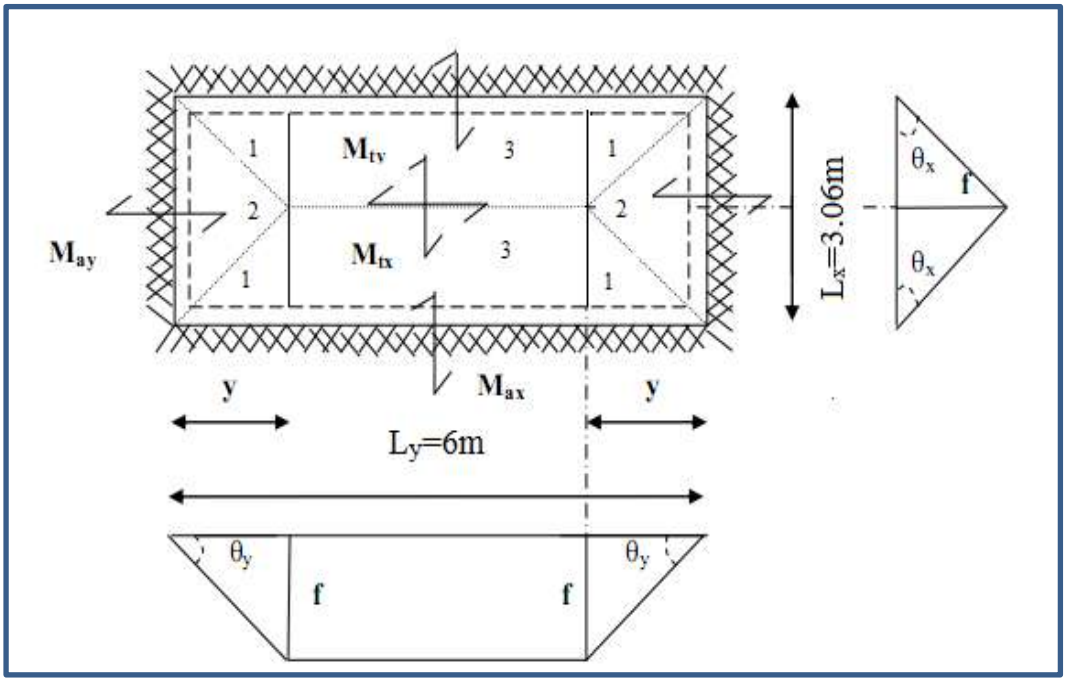


Figure VI.21. Les lignes de ruptures dans le panneau

- **Méthode des lignes de rupture :**

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

✓ **Travail externe :**

$\Sigma T_{ext} = 4T_{ext_1} + 2T_{ext_2} + 2T_{ext_3}$

$T_{ext_1} = p.\frac{1.53\,y}{2}.\frac{f}{3}$ donc : $4\,T_{ext_1} = 1.02\,p\,y\,f$

$T_{ext_2} = p.\frac{3.06\,y}{2}.\frac{f}{3}$ donc : $2\,T_{ext_2} = 1.02\,p\,y\,f$

$T_{ext_3} = p\,.(6-2y)\left(\frac{3.06}{2}\right).\frac{f}{2}$ donc : $2\,T_{ext\,3} = (9.18 - 3.06y)\,p\,f$

$$\mathbf{\Sigma T_{ext} = (9.18 - 1.02y)\,p\,f}$$

✓ **Travail interne :** $T_{int} = \Sigma M_i L_i \theta_i$

$\mathbf{\Sigma T_{int} = 2T_{int_1} + 2T_{int_2}}$

$\tan\theta x \approx \theta x = \frac{f}{1.53}$, $\tan\theta y \approx \theta y = \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}}$ = M L_yθx +0.5M. L_y.θx

$\mathbf{T_{int_1}}$ = 1.5 M L_yθx donc : 2$\mathbf{T_{int_1}}$ = 3 M L_yθx

$T_{int_1} = \frac{18}{1.53}$. M . f **= 11.76 M f**

$\mathbf{T_{int_2}}$ = M L_xθy + 0.5 M. L_x. θy

$\mathbf{T_{int_2}}$ = 1.5 M L_xθy donc : 2 $\mathbf{T_{int_2}}$ = 3 M L_xθy

$\mathbf{T_{int_2}} = \frac{9.18}{y}$ **M . f**

$$\mathbf{\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{9.18}{y} + 11.76)}$$

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = \Sigma\ \mathbf{T_{int}}$ donc : M f $(\frac{9.18}{y} + 11.76)$ = (9.18 – 1.02y) p f

p = M ($\frac{9.18y+11.76}{9.18y-1.02\ y^2}$)

$\frac{dp}{dy}$ = 0 12 y^2 + 18.73 y – 84.27 = 0 **y = 1.98m**

p = M ($\frac{9.18(1.98)+11.76}{9.18(1.98)-1.02\ (1.98)^2}$) ; **p = 2.11 M** donc : **M = 0.47 p**

P_u= 1.35 x 34.69 = 46.83KN/m

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

M_u = 0.47 x P_u = 22.02KN.m

VI.4.5. Calcul du ferraillage:

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

On a : $\rho = \frac{3.06}{6}$ = 0.51 > 0.4 ⇒ alors le panneau travaillant les deux directions.

b=100cm, c= c'= 3cm, h= ep= 35cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

On choisit $\phi_x = \phi_y$ = 10mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2}$ = 35 – 2.5 - $\frac{1}{2}$ = **32cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$ = 32 - $\frac{1+1}{2}$ = **31cm**

Tableau VI.17. Ferraillage du mur de soutènement.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	22.02	0.015	0.992	0.392	CV	0	1.99	3.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	22.02	0.016	0.992		CV	0	2.06	3.5	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	11.01	0.007	0.996	0.392	CV	0	0.99	3.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	11.01	0.008	0.996		CV	0	1.03	3.5	**5HA10 = 3.93**

Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{5}$ = 20cm ≤ Min (3h= 105cm ; 33cm) = 33cm …….... CV

$S_a = \frac{100}{5}$ = 20m ≤ Min (4h= 140cm ; 45cm) = 45cm ……..…..…….…….... CV

1) A l'E.l.S :

P_{ser} = 34.69KN/m ; M_{ser}=0.47 P_{ser}= 16.30KN.m

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$
En Travée	**X**	16.30	3.93	0	5.58	1.94	**15**	**CV**	137.61	**201.63**	**CV**
	Y	16.30	3.93	0	5.48	2.04		**CV**	142.18		**CV**
En Appuis	**X**	8.15	3.93	0	5.58	0.97	**15**	**CV**	68.81	**201.63**	**CV**
	Y	8.15	3.93	0	5.48	1.02		**CV**	71.09		**CV**

Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{35}{306} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{16.30}{20\ x\ 16.30} = 0.05$ ..... **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100\ x\ 32} = 0.001 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.93}{100\ x\ 31} = 0.001 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$ ..... **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 57.09$ KN ; $\tau_{ux} = \frac{57.09\ x\ 10^3}{1000\ x\ 320} = 0.18$MPa

$\tau_{ux} = 0.18$MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ..... **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 47.77$KN ; $\tau_{ux} = \frac{47.77\ x\ 10^3}{1000\ x\ 310} = 0.15$MPa

$\tau_{ux} = 0.15$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ..... **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

D’après l’étude qu’on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d’une construction dans une zone sismique, on établit d’abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d’exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l’utilisation de l’outil informatique pour l’analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l’ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d’étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d’approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d’application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ **Documents réglementaires :**

🕮 (1) : Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

🕮 (2) : Règle de conception et de calcul de structures CBA93 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

🕮 (3) : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

❖ **Manuels techniques :**

(4) : M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, 4ème édition, OPU, juin 2007.

❖ **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 19.1».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2016.