الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

- جامعة سعد دحلب – البليدة 1

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structures

THÈME

Conception et calcul d'un hôtel R+12+2 sous sol en béton armé selon le RPA 2024 : Adaptation aux conditions climatiques et matérielles du Mali

Etudié et réalisé par :

SEYDOU CISSE / SAMBA SISSOKO

Monsieur Hamid Kerfouf	**U. Saad Dahleb-Blida**	**Président**
Madame Nassima Kerboua	U. Saad Dahleb-Blida	Examinatrice
Madame Aouali Nawel	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juin 2025

ملخص

هدف هذه الدراسة هو تصميم وحساب فندق R+12+2 تحت الأرض من الخرسانة المسلحة وفقًا لـ RPA: التكيف مع الظروف المناخية والمادية في مالي، وهو هيكل يقع في ولاية الجزائر، مصنف في منطقة الزلزالية VI وفقًا للتنظيم المقاوم للزلازل الجزائري 2024. يتم ضمان استقرار المنشأة بواسطة الكمرات، والأعمدة، والجدران. استخدمنا برنامج (ETABS 2025) للدراسة الديناميكية والتحليل لهذا المشروع. تم تحقيق التصميم الأولي لجميع العناصر المقاومة وغير المقاومة وفقًا للقواعد السارية (BAEL 91 المعدل 99، RPA 2024)، وقد تم إعداد تسليح الأعمدة والكمرات باستخدام برنامج SOCOTEC. أخيرًا، تم معالجة دراسة عناصر البنية التحتية في نهاية هذا المشروع بالإضافة إلى المقارنة بين النظام الجزائري (RPA 2024) والنظام BAEL 91 المعدل 99 المطبق في مالي.

Résumé

Le but de cette étude est la conception et calcul d’un hôtel R+12+2 sous sol en béton armé selon le RPA: Adaptation aux conditions climatiques et matérielles du Mali, il s’agit d’une structure implanté dans la wilaya d’Alger, classé en zone de sismicité VI selon le règlement parasismique algérien 2024. La stabilité de l’ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé le logiciel (ETABS 2025) pour l’étude dynamique et l’analyse de ce projet. Le pré dimensionnement de tous les éléments résistants et non résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs (BAEL 91 modifié 99, RPA 2024), et le ferraillage des poteaux et poutres ont été élaborés avec le logiciel SOCOTEC. Enfin , l’étude des éléments de l'infrastructure ont été traité à la fin de ce projet ainsi que la comparaison entre le règlement algérien (RPA 2024) et le règlement BAEL 91 modifié 99 appliqué au Mali.

Summary

The purpose of this study is the design and calculation of an R+12+2 underground hotel made of reinforced concrete according to the RPA: Adaptation to the climatic and material conditions of Mali. It is a structure located in the wilaya of Algiers, classified in a seismic zone VI according to the Algerian seismic regulation 2024. The stability of the structure is ensured by beams, columns, and walls. We used the software (ETABS 2025) for the dynamic study and analysis of this project. The preliminary sizing of all load-bearing and non-load-bearing elements is in accordance with the applicable regulations in force (BAEL 91 modified 99, RPA 2024), and the reinforcement of columns and beams has been developed using SOCOTEC software. Finally, the study of the elements of the infrastructure was addressed at the end of this project, as well as the comparison between the Algerian regulation (RPA 2024) and the BAEL 91 modified 99 regulation applied in Mali.

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le seigneur tout puissant de nous avoir guidé tout au long de notre étude

Nous ne remercierons jamais assez nos parents pour les sacrifices qu'ils ont fait pour nous. Nous remercions madame Aouali notre promotrice, pour avoir encadré notre travail.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants du département génie civil de nous avoir transmis leurs connaissances.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au cours de notre étude.

DÉDICACES

Nous dédions ce projet :

A nos parents,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à nos égards, de nous soutenir

Et de nous épauler pour que nous puissions atteindre nos objectifs.

A nos enseignants au niveau primaire, secondaire, lycée et université,

Pour leur détermination sans faille et leur transmission de savoir tout au long de notre étude,

A l'Algérie

Pour nous avoir donné les moyens d'acquérir les connaissances

A toute nos familles,

A tous nos ami(e)s,

Qui nous ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Merci

Samba SISSOKO

Seydou CISSE

Sommaire

Page

Résumé……
Remerciements……
Liste des figures…….
Liste des Tableaux…….
Liste des symboles…….

Introduction……

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction……01
I.2. Présentation de l'ouvrage……01
I.3. Caractéristique géométrique……02
I.4. Conception de la structure……..02
I.4.a. Ossature de l'ouvrage : ……02
I.4.b. Planchers……...……02
I.4.c. Escalier et ascenseur……02
I.4.d. Poteaux……..03
I.4.e. Poutre……03
I.4.f. Maçonnerie……03
I.4.g. Revêtement ……...03
I.4.h. Caractéristiques mécaniques des matériaux……03
I.4.h.1. Béton ……04
I.4.h.2. Contraintes limites de calcul ……05
I.4.i. Aciers …….....06
a. Les limites élastiques ……06
b. Module d'élasticité des aciers……07
c. Contraintes limites de calcul……..……07
c.1 Contraintes à l'état limite ultime……..……07
c.2. Contrainte à l'état limite de service……..……....07

d. Coefficient d'équivalence…….……..08

I.4.j. Hypothèses de calcul…….08

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1 Introduction……..……...10
II.2 Prédimensionnement des planchers……..……10
II.2.a. Plancher à corps creux……..…..10
II.2.b. Plancher dalle pleine……..….11

- **a. Résistance au feu……..……...…...……...…..11**
- **b. Isolation phonique.……...……..…11**
- **c. Résistance à la flexion……...……..…...11**

II.3. Prédimensionnement des poutres……...……..……12

II.3.a. Les poutres porteuses ……....12

II.3.b. Les poutres secondaires……...……...…….14

II.4. Les voiles……...……..……15

II.5. Les poteaux……...……..17

- **a. Introduction……...…….17**
- **b. Lois de dégression……...……17**
- **c. Dimensionnement des poteaux……..……17**
- **d. Vérification à L'ELS……..……19**

II.5.1 Plancher terrasse inaccessible …….…….20
- **a. Charge permanent ……...……..20**

II.5.2 Plancher étage courant…….…….21
- **a. Charge permanent……...……...……21**

II.5.3 Plancher sous sol + rez de chaussée…….……22
- **a. Charges permanentes…….22**

II.5.4 Charges d'exploitations ……...……22
II.5.5 Poteau central……...…….23
II.5.6 Poteau de rive ……...……28
II.5.7 Poteau d'angle ……..……32

CHAPITRE III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction……...37
III.2. Acrotère……..……..37
III.2.1. Hypothèse de calcul……...37
III.2.2. Evaluation des charges……..37
- **a. Charge permanente……....37**
- **b. Charge d'exploitation……....37**
- **c. Action des forces horizontales Q_h (F_p).....37**
- **d. Calcul des sollicitations……..39**

III.2.3. Ferraillage de l'acrotère ……..….40
III.2.4. Vérification à L'ELS……...……..…42
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant……43
III.3. Balcon……..…..43
III.3.1 Evaluation des charges……..43
III.3.2 Calcul du ferraillage……...…44
III.3.3 Vérification à l'ELS……...…46
III.4. Etude des planchers ……...…..47
III.4.1. Introduction……...…47
III.4.2. Plancher en corps creux ……...……47
III.4.3. Etude des poutrelles……..…47
- **a. Dimension de la poutrelle …….……48**
- **b. Calcul des moments ……...…49**
- **b.1. Méthode forfaitaire…….…..49**
- **a. Domaine d'application……...…….…...49**
- **b. Formule de la méthode……..……..…..49**
- **c. c Moment sur appui……...…....49**

b.2. Méthode de CAQUOT….. 49
- **a. Formule de la méthode…….....49**
- **b. Moment en travée ……..…..…50**
- **c. Effort tranchant……50**

III.4.4 Calcul des poutrelle……50
III.4.5. Type de poutrelles ……52
1- Poutrelle à une travée……....52
2- Poutrelle à deux travée……..…53
3. Poutrelle à trois travées……..55
4. Poutrelle à quatre travées ……56
III.4.6. Calcul du ferraillage ……....56
- **a. Ferraillage en travée……....57**
- **b. Ferraillage sur appui……..57**
- **c. Effort tranchant……..58**
- **d. Vérification à l'ELS……...…….……...59**

III.4.7. Plancher en dalle pleine……..…..65
a. Evaluation des charges……..……65
b. Calcul des moments……...…66
c. Ferraillage de la dalle…….....66
d. **Condition de non fragilité……..67**
e. Calcul des armatures transversales …….....68
f. Vérification à l'ELS……...……68
g. Vérification de la flèche……69
III.5 Escalier ……..…69
III.5.1 Introduction……69
III.5.2 Définition des éléments d'un escalier……...…70
III.5.3 Dimensionnement de l'escalier……..……70
III.5.4 Evaluation des charges……..…71
a. Charge permanente ……...71
b. Charge d'exploitation……72
c. Combinaison des charges ……..72
d. Ferraillage de l'escalier ……72
d.1 Calcul statique de l'escalier ……..72
d.2 Calcul du ferraillage……..74

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1 Introduction……....77
IV.2 But de l'étude dynamique ..……..……...…….……77
IV.3 Modélisation……...……...…77
IV.4 Etude sismique……...…....77
1. Choix de la méthode de calcul……...77
2. Spectre de réponse……..…78
IV.5 Résultante des forces sismiques de calcul…….....79
IV.6 Résultats de la structure initiale …….....…79
IV.7 Evaluation de la force sismique……...…....81
IV.8 Vérification des déplacements inter étage……...…85
IV.9 Renforcement de l'ossature du bâtiment…….…….....88
IV.10 Résultats de la structure finale …….…….....89
IV.11 Evaluation de la force sismique …….……...…89
IV.12 Vérification des déplacements inter étage ……..……...…..91
IV.13 Vérification spécifiques aux sollicitations normales……..……...93
IV.14 Vérification vis à vis de l'effet P-Delta……...…....94
IV.155 Vérification du coefficient de comportement R……..……...……96

CHAPITRE V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Ferraillage des poteaux ……99
V.1.1 Introduction ……99
Situation durable.....99
Situation accidentelle…….....99
V.2 Combinaison d'action……99
a. Selon BAEL 91 99
b. Selon le RPA 2024 99
V.3 Recommandation selon le RPA 2024……100
V.4 Ferraillage ……100
1. Situation durable ……100
2. Situation accidentelle ……104
3. Choix des armatures ……107
V.5 Vérification vis à vis de l'état limite de service ……107
V.6 Vérification de l'effort tranchant……109
1. Vérification de la contrainte de cisaillement ……110
2. Ferraillage transversal des poteaux……111
3. Longueur de recouvrement ……113
4. Ferraillage des poteaux du sous-sol ……113
a. Calcul de l'effort normal pondéré……114
b. Calcul du ferraillage……114
c. Vérification à L'ELS…… …115
d. Détermination des armatures transversales ……115
V.6 Ferraillage de la poutre……116
V.6.1 Introduction……116
V.7 Recommandation selon le RPA 2024 ……116
V.7.1 Armatures longitudinales……117
V.7.3 Calcul du ferraillage ……117
V.8 Choix des armatures……136
1. Poutre principale ……136
2. Poutre secondaire……138
3. Poutre de chaînage ……139
V.9 Vérification vis à vis de la condition de non fragilité……141
V.10 Vérification vis à vis de l'ELS……141
1. Poutre principale……143
2. Poutre secondaire……147
3. Poutre de chaînage……149
V.11 Vérification de l'effort tranchant……152
a. Vérification de la contrainte de cisaillement……152
b. Calcul des armatures transversales ……154
V.12 Recouvrement des armatures longitudinales……155
V.13 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis……156
1. Appui intermédiaire……156

a. **Vérification des armatures longitudinales 156**
b. **Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui 158**
2. **Appui de rive……...…161**
a. **Vérification des armatures longitudinales…… ……161**
b. **Vérification de la contrainte de compression du béton …. 164**
V.14 Arrêt des barres 167
V.15 Vérification de la flèche 168
V.16 Les voiles……173
V.16.1 Généralités……173
V.17 Ferraillage des voiles……...…174
V.17 Justification sous sollicitations normales ……...……...…175
a. **Condition d'application ……..……175**
b. **Longueur de flambement……. …...……175**
c. **Effort de compression à ÉLU…….....176**
d. **Niveau de vérification …….....177**
e. **Aciers minimaux…...……177**
1. **Aciers verticaux, aciers horizontaux ……178**
2. **Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)..... .....178**
3. **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux……...…178**
V.18 Procédure de ferraillage des trumeaux……179
1. **Introduction……179**
V.19 Méthode simplifiée (variante 2) pour les voiles rectangulaires…... 179
1er cas : Section entièrement comprimée….. 180
2ème cas : Section partiellement tendue….....180
V.20 Aciers horizontaux…….…..180
V.21 Aciers supplémentaire et dispositions constructives ……...…181
V.22 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 2024) ……181
a. **Aciers verticaux……...…….181**
b. **Aciers horizontaux……...181**
c. **Règles communes……..182**
d. **Exigences de ductilité pour la zone critique……..…….182**

CHAPITRE VI. ETUDE DE SOL

VI.1 Introduction……..……209
VI.2 Etude du sol……..……209
VI.2.1 Introduction……...209
VI.2.2 Caractéristique du site……..209
a. **Situation du site……209**
b. **Topographie du site……..209**
c. **Sismicité……....209**
VI.2.3 Reconnaissance géotechnique…….…209
VI.2.4 Résultats des Essais…….…..210
1. **Sondage carotte……...……..210**
2. **Essai pressiométrique…….…..210**

3. Essai de pénétration dynamique lourd……...212
VI.2.4 Essai au laboratoire…….….212
1. Essais d'identification physique…….….212
a. Caractéristiques physiques ……...…..213
b. Analyse granulométrique……....213
c. Plasticité……213
d. Analyse chimique……..214
2. Essai mécanique……214
a. Cisaillement rectiligne à la boîte (appareil de casa-grande).....214
b. Œdomètre (Œdomètre de Terzaghi).....215
VI.2.5 Description visuelle…….…..216
VI.2.6 Détermination de la capacité portante du sol ……216
a. A partir des essais pénétromètre…….…216
b. A partir des essais aux laboratoires (cisaillement).....216
VI.3 Calcul des fondations……..….217
VI.3.1 Introduction…….…..217
VI.3.2 Différents types de fondation……..….217
VI.3.3 Choix du type de fondation…….....217
a. Semelle isolée……...….217
b. Semelle filante……...…218
c. Radier nervure……..218
VI.4 Etude des fondations …….…..219
VI.4.1 Introduction…….…..219
VI.4.2 Fonction assurées par les fondations……...…219
VI.4.3 Classification des fondations……...….219
VI.4.4 Calcul des fondations ……...219
VI.4.4.1 Introduction …….…..219
VI.4.4.2 Surface nécessaire……..…220
VI.4.4.3 Pré dimensionnement du radier …….…….220
1. Dalle……..…….220
a. Condition forfaitaire……220
b. Condition de cisaillement ……..……..220
VI.4.3.4 Ferraillage du radier…….....220
1. Ferraillage de la dalle du radier……..220
a. Détermination des efforts……..…..220
2. Moment en travée et sur appuis à l'ELS…….……...…221
3. Moment en travée et sur appuis à l'ELS……...….221
4. Calcul du ferraillage……...…..222

CHAPITRE VII. ETUDE COMPARATIVE ENTRE RPA ET RÈGLEMENT MALIEN (BAEL)

VII.1 Introduction……..……...225

VII.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux du Mali…….225

VII.2.a Béton armé …….…….225

VII.3.b Proposition de formulation de béton ……...….226

1. **Rapport ciment/eau (C/E).....227**
2. **Détermination du rapport gravier-sable……227**

VII.2.c Maçonnerie……..……229

VII.2.d Philosophie du voile au Mali……..229

VII.2.e Combinaisons des charges ……...……..229

VII.2.f Cas d'incendie……..230

VII.3 Etude comparative sur le prédimensionnement des éléments résistants suivant le règlement du Mali et de l'Algérie……..230

VII.3.1 Etude comparative sur le prédimensionnement des planchers suivant le règlement du Mali et de l'Algérie……..…230

VII.3.2 Etude comparative sur le pré dimensionnement des poutres suivant le règlement du Mali et l'Algérie……....230

VII.3.3 Etude comparative sur le pré dimensionnement des poteaux du Mali et l'Algérie…….....231

VII.3 Etude comparative sur le pré dimensionnement des éléments secondaires suivant le règlement du Mali et de l'Algérie……..232

VII.4 Etude comparative sur la modélisation de la structure suivant le règlement RPA et BAEL……...….232

CONCLUSION DE LA COMPARAISON……..…….235

Conclusion générale……...……

Reference……

Annexe……

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections de poutre.
Tableau II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible
Tableau II.3 : Charge permanente étage courant
Tableau II.4 : Charge permanente sous-sol + RDC
Tableau II.5 : Charge d'exploitation
Tableau II. 6 : Descente des surcharges
Tableau II.7 : Descente de charges verticales
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux centraux
Tableau II.9 : Descente de surcharges des poteaux de rives
Tableau II.10 : Descente de charges verticales des poteaux de rives
Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux de rives
Tableau II.12 : Descente de surcharges des poteaux d'angle
Tableau II.13 : Descente de charges verticales des poteaux d'angle
Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux d'angle

Tableau III.1 : Valeurs pour le calcul de la force horizontale de l'acrotère
Tableau III.2 : Combinaison de charge à l'ÉLU de l'acrotère
Tableau III.3 : Combinaison de charge à l'ELS de l'acrotère
Tableau III.4 : Combinaison des charges du balcon
Tableau III.5 : Combinaison des charges du balcon
Tableau III.6 : Combinaison des sollicitations du balcon
Tableau III.7 : Calcul du ferraillage du balcon
Tableau III.8 : Choix du ferraillage du balcon
Tableau III.9 : Choix des armatures de répartitions du balcon
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte du béton du balcon
Tableau III.11 : Combinaison des charges des poutrelles
Tableau III.12 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 2 travées
Tableau III.13 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 3 travées
Tableau III.14 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 4 travées
Tableau III.15 : Calcul de la section d'armature en travée des poutrelles
Tableau III.16 : Calcul de la section d'armature sur appui des poutrelles
Tableau III.17 : Vérification à l'ELS des poutrelles
Tableau III.18 : Calcul de la flèche des poutrelles
Tableau III.19 : Ferraillage de la dalle pleine
Tableau III.20 : Vérification à L'ELS de la dalle pleine
Tableau III.21 : Charge permanente de la paillasse
Tableau III.22 : Valeur des réactions, moments et efforts tranchants de l'escalier
Tableau III.23 : Calcul du ferraillage des escaliers
Tableau III.24 : Vérification à L'ELS des escaliers

Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial
Tableau IV.2 : Charges et surcharges des planchers
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ, pour la charge d'exploitation
Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient C_T
Tableau IV.5 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V
Tableau IV.6 : Valeur de la période (T_0)
Tableau IV.7 : Valeurs limites des déplacements inter-étages
Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient de comportement, R
Tableau IV.9 : Valeurs des Pondérations Pq
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étage suivant X-X
Tableau IV.11 :Vérification des déplacements inter étage suivant Y-Y
Tableau IV.12 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final
Tableau IV.13 : Valeur de la période (T_0)
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étage suivant X-X
Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter étage suivant Y-Y
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X
Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y
Tableau IV.19 : Vérification du coefficient de comportement suivant X-X
Tableau IV.20 : Vérification du coefficient de comportement suivant Y-Y

Tableau V.1 : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr})
Tableau V.2 : Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr})
Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr})
Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})
Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr} **)**
Tableau V.6 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})
Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux
Tableau V.8 : Vérification des poteaux à L'ELS (N^{max} , M^{corr})
Tableau V.9 : Vérification des poteaux à L'ELS (M^{max} , N^{corr})
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux
Tableau V.11 : Espacement maximale selon RPA 2024
Tableau V.12 : Ferraillage des armatures transversales pour les poteaux
Tableau V.13 : Ferraillage des poteaux de l'infrastructure
Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure
Tableau V.15 : Ferraillage des poutres principales 30x60 (situation durable)
Tableau V.16 : Ferraillage des poutres principales 30x45 (situation durable)
Tableau V.17 : Ferraillage des poutres principales 30x60 (situation accidentelle)
Tableau V.18 : Ferraillage des poutres principales 30x45 (situation accidentelle)
Tableau V.19 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)
Tableau V.20 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)
Tableau V.21 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation durable)
Tableau V.22 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle)
Tableau V.23 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation durable)

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle)
Tableau V.25 : Choix des armatures des poutres principales 30x60
Tableau V.26 : Choix des armatures des poutres principales 30x45
Tableau V.27 : Choix des armatures des poutres secondaires
Tableau V.28 : Choix des armatures des poutres de chaînage 30x65
Tableau V.29 : Choix des armatures des poutres de chaînage 30x15
Tableau V.30 : Vérification de la condition de non fragilité
Tableau V.31 : Vérification des poutres principales 30x60 à l'ELS
Tableau V.32 : Vérification des poutres principales 30x45 à l'ELS
Tableau V33 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS
Tableau V.34 : Vérification des poutres de chaînage 30x65 à l'ELS
Tableau V.35 : Vérification des poutres de chaînage 30x15 à l'ELS
Tableau V.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement
Tableau V.37 : Calcul des armatures transversales
Tableau V.38 : Vérification de l'effort tranchant dans la section d'armature
Tableau V.39 : Vérification de la compression de l'aire d'appui
Tableau V.40: Vérification des armatures longitudinales sur appui
Tableau V.41 : Vérification de la contrainte de compression du béton sur appui
Tableau V.42 : Vérification de la flèche pour la poutre principale 30x60

Tableau V.43 : Vérification de la flèche pour la poutre principale 30x45
Tableau V.44 : Vérification de la contrainte de compression du béton sur appui
Tableau V.45 : Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage 30x65
Tableau V.46 : Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage 30x15
Tableau V.47 : Tableau des sections d'armatures des voiles
Tableau V.48 : Valeurs de (l_f / l)
Tableau V.49 : Calcul de la contrainte limite des voiles
Tableau V.50 : Pourcentage et espacement des aciers verticaux et horizontaux
Tableau V.51 : Diamètre et nombre des aciers transversaux
Tableau V.52 : Aciers supplémentaires
Tableau V.53 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive
Tableau V.54 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive
Tableau V.55 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Tableau VI 1 : Résultats des essais pressiométriques.
Tableau VI 2 : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage N°1
Tableau VI 3 : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage N°2
Tableau VI 4 : Caractéristique du sol dans les différents sondages
Tableau VI 5 : Caractéristiques mécaniques
Tableau VI 6 : Caractéristiques mécaniques (essai œdométrique)
Tableau VI 7 : Caractéristiques du sol
Tableau VI 8 : Calcul des moments à l'ELS pour $\nu = 0$
Tableau VI 9 : Calcul des moments à l'ELS pour $\nu = 0,2$
Tableau VI 10 : Ferraillage des panneaux du radier

Tableau VI 11 :Vérification des contraintes

Tableau VII.1 : Caractéristiques du béton C25/30
Tableau VII.2 : Formulation du béton C25/30
Tableau VII.3 : Qualité d'eau E, en litre par mètre cube de béton pour un dosage en ciment ne dépassant pas 400 kg/m^3

Tableau VII.4 : coefficient de qualité des granulats A_1
Tableau VII.5 : Quantité des matériaux pour une bonne formulation du béton
Tableau VII.6 : Cas de combinaison possible
Tableau VII.7 : Comparaison planchers entre RPA et BAEL
Tableau VII.8 : Comparaison poutres entre RPA et BAEL
Tableau VII.9 : Comparaison poteaux entre RPA et BAEL
Tableau VII.10 : Comparaison poteaux après l'étude dynamique entre RPA et BAEL
Tableau VII.11 : Synthèse comparative entre le RPA Algérien et le BAEL

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage
Figure I.2 : Schéma plancher à corps creu**x**
Figure I.3 : Schéma dalle pleine
Figure I.4 : Schéma escalier demi tournant
Figure I.5: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.**U.**
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.S.
Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

Figure II.1 : Schéma de la dalle.
Figure II.2 : Section de la poutre principale 30x60
Figure II.3 : Section de la poutre principale 30x45
Figure II.4 : Section de la poutre secondaire 25x35
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation
Figure II.6 : Épaisseur minimum en fonction des différentes configurations
Figure II.7 : Composant du plancher terrasse
Figure II.8 : Composant du plancher courant
Figure II.9 : Localisation poteau central
Figure II.10 : Localisation poteau de rive
Figure II.11 : Localisation poteau d'angle

Figure III.1: Schéma de l'acrotère
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.
Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ÉLU
Figure III.4: Ferraillage de l'acrotère
Figure III.5: Schéma centre de pression
Figure III.6: Schéma de ferraillage acrotère
Figure III.7 : Schéma statique balcon
Figure III.8 : Schéma de ferraillage du balcon
Figure III.9 : Schéma corps creux
Figure III.10: Schéma poutrelle
Figure III.11: Schéma statique poutrelle à une travée
Figure III.12: Schéma statique poutrelle à 2 travées
Figure III.13: Schéma statique poutrelle à 3 travées
Figure III.14: Schéma statique poutrelle à 4 travées
Figure III.15: Schéma de ferraillage des poutrelles
Figure III.16: Disposition constructive des armatures de la table de compression
Figure III.17: Dimension de la dalle de compression
Figure III.18: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

Figure III.19: Schéma statique de l'escalier à L'E.L.U
Figure III.20: Schéma statique de l'escalier à L'E.L.S

Figure IV.1 : Spectre de réponse
Figure IV.2 : Structure initiale sans voile
Figure IV.3 : Structure avec voile

Figure V.1 : Ferraillage des poteaux
Figure V.2 : Arrêt des barres
Figure V.3 : Ferraillage des poutres
Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles
Figure V.5 : Schéma de la hauteur critique
Figure V.6 : Schéma de l'enveloppe de calcul
Figure V.7: Schéma de l'élément de rive du voile
Figure V.8 : Vérification de la ductilité du voile V21
Figure V.9 : Schéma de l'enveloppe de calcul V24
Figure V.10 : Vérification de la ductilité du voile V24
Figure V.11 : Schéma de l'enveloppe de calcul V1
Figure V.12 : Vérification de la ductilité du voile V1
Figure V.13 : Schéma du ferraillage voile longitudinal et transversal : V21 &V1
Figure V.14 : Schéma du ferraillage voile longitudinal complet V24
Figure VI.1 : Schéma de ferraillage du radier

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement
- A_s : Aire d'une section d'acier
- A_t : Section d'armatures transversales
- B : Aire de section du béton
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre
- φ : Angle de frottement
- C : Cohésion du sol
- $\underline{q}$: Capacité portante admissible
- G : Charge permanente
- Q : Charge d'exploitation
- σ_c : Contrainte de Consolidation
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- $\underline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier
- $\underline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible de l'acier
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
- τ : Contrainte tangentielle
- β : Coefficient de pondération
- σ_{sol} : Contrainte du sol
- σ_m : Contrainte moyenne
- ξ : Deformation relative
- V : Effort tranchant à la base
- E.L.U : Etat limite ultime
- E.L.S : Etat limite de service
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime
- T_u : Effort tranchant ultime
- S_t : Espacement entre les armatures
- λ : Elancement
- F : Force concentrée
- f : Flèche
- $\underline{f}$: Flèche admissible
- D : fiche d'ancrage
- L : Longueur ou portée
- $L_{f,}$: Longueur de flambement
- I_p : Indice de plasticité
- I_c : Indice de consistance

- d : Hauteur utile
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier
- M_u : Moment à l'état limite ultime
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service
- M_t : Moment en travée
- M_a : Moment sur appui
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base
- I : Moment d'inertie
- f_i : Flèche due aux charges instantanées
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées
- M : Moment, Masse
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané
- E_{vj} : Module d'élasticité différé
- E_s : Module d'élasticité de l'acier
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours d'âge
- K : Coefficient de raideur du sol
- δ : Rapport de l'aire d'acier par rapport à l'aire du béton
- Y : Position de l'axe neutre
- A_g : Section d'armature brute du voile ou trumeau
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y l'effet de torsion)
- A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme
- Φ : Coefficient de sécurité
- α_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur
- h_w : Hauteur totale du voile
- l_w : Longueur du mur en plan
- δ_u : Déplacement du voile au sommet
- I_g : Moment d'inertie du voile

Introduction Générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction en tenant compte des aspects structuraux fonctionnels et préservent la résistance, l'économie, l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

L'action sismique préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante, les contraintes architecturales ainsi que la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être réalisées conformément aux règlements parasismiques algériens RPA 2024.

Notre projet de fin d'étude s'intitule « Conception et calcul d'un hôtel R+12+2 sous sol en béton armé selon le RPA : Adaptation aux conditions climatiques et matérielles du Mali». Ce travail a été divisé en sept principaux chapitres :

Dans le premier chapitre nous présenterons notre ouvrage ainsi que les caractéristiques des éléments constituants.

Le deuxième chapitre sera consacré au pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.

Le ferraillage des éléments secondaires sera traité dans le troisième chapitre. Après une étude sismique et dynamique dans le chapitre quatre, le cinquième chapitre sera consacré au ferraillage des éléments résistants.

Dans le sixième chapitre nous utiliserons les données du sol pour faire le ferraillage des fondations et enfin dans le septième chapitre nous ferons une étude comparative entre le règlement algérien RPA 2024 et le règlement malien BAEL 91/99.

CHAPITRE I . PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I Introduction :

Notre étude consiste au calcul et dimensionnement d'un Hôtel R+12 étages + 02 sous-sol à usage d'habitation implanté à BAB EL OUED dans la wilaya d'Alger, classée en zone sismique VI (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien **RPA 2024** [1].

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment est composé :

- 01 sous-sol à usage de parking
- 01 sous-sol à usage de stockage d'eau
- RDC + 12 étages à usage d'habitation

Figure I.1 : : Localisation de l'ouvrage

I.3. Caractéristiques géométriques :

a. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment……..42,33 m
- Hauteur du rez-de chaussée…….3,74 m
- Hauteur du sous-sol 01……3,06 m
- Hauteur du sous-sol 02……3 m
- Hauteur de l'étage courant……..3,40 m

b. Dimension en plan

- Longueur totale en plan……24,95 m
- Largeur totale en plan……...13,36 m

I.4. Conception de la structure :

I.4.a. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature de la structure sera assurée par des portiques autostables en béton armé et contreventée par des voiles.

I.4.b. Planchers :

Dans notre étude, les planchers à corps creux seront utilisés pour le RDC+12 et les dalles pleines pour les sous-sols.

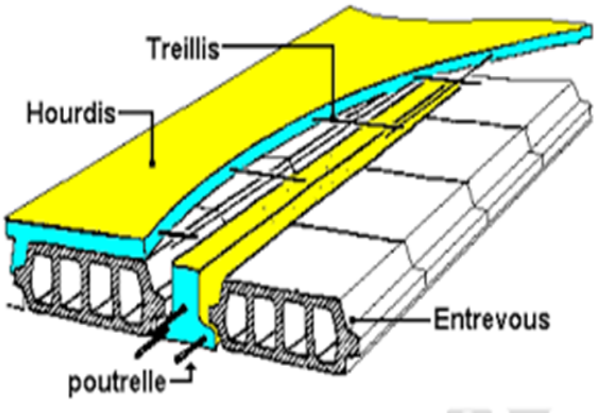


Figure I.2 : Schéma plancher à corps creux

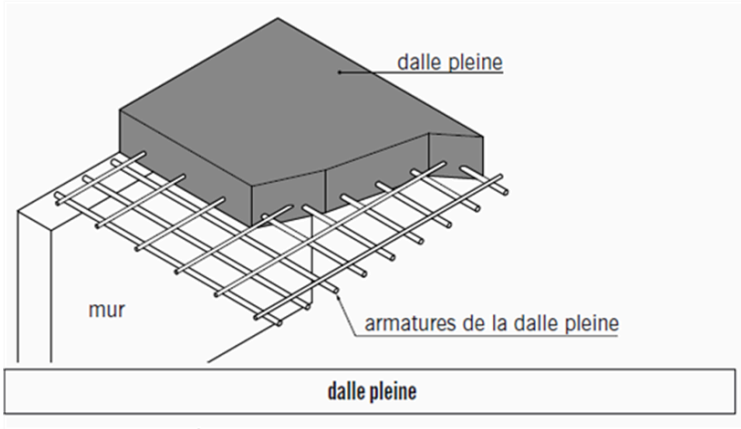


Figure I.3 : Schéma dalle pleine

I.4.c. Escalier et ascenseur :

La communication entre les différents étages est assurée par des escaliers et des ascenseurs. L'escalier utilisé est un :

- Escalier demi tournant

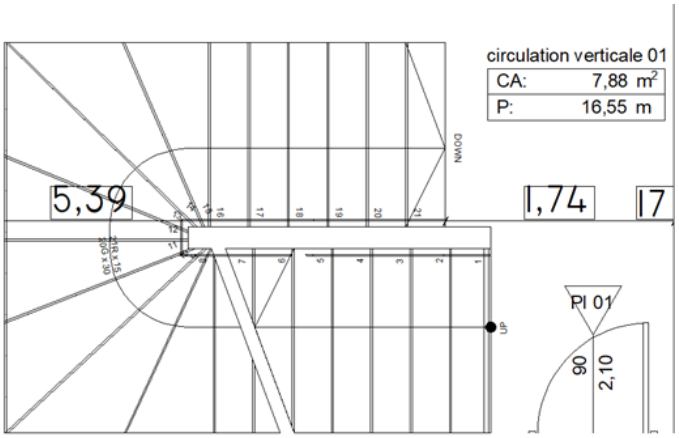


Figure I.4 : Schéma escalier demi tournant

I.4.d. Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent les efforts de compression. Dans notre cas, on va travailler avec des poteaux de section carrée.

I.4. Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.4.f. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment a été réalisée en briques creuses :

− Murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

− Murs intérieurs : ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.g. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

− Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.

− Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.

− Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.h. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé utilisées en Algérie : **BAEL 91 modifié 99**, **RPA 2024**.

I.4.h.1. Béton

- **Composition du béton :**

  Le béton est un matériau composite constitué dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

  Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

  − Une résistance mécanique

  − Un retrait minimum.

  − Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

- **Résistance du béton [2] :**

  • Résistance à la compression :

  Le béton est défini par sa résistance à la compression à ≪j≫ jours, généralement à 28 jours. Cette dernière est notée par fc_{28}, selon le BAEL 91 modifié 99[2]. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

  J ≤ 28 jours ⟶ $f_{cj} = 0.685\ f_{c28} \log (j+1)$

  J = 28 jours ⟶ $f_{cj} = f_{c28}$

  J > 28 jours ⟶ $f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28}$

  Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 25$ MPa

- **Résistance à la traction :**

  Elle est déterminée par plusieurs essais dont la résistance caractéristique à la traction notée ≪ f_{tj} ≫ et conventionnellement définie par la relation :

  $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}$ (MPa)

  $f_{c28} = 25$ MPa, on trouve : $ft_{28} = 2{,}1$ MPa.

- **Module de déformation longitudinale :**

  Connu sous le nom du module de ≪ Young ou module de déformation longitudinale ≫ ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

- **Module d'élasticité instantanée ≪ E_{ij} ≫ :**

  Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on a :

$$E_{ij} = 11000\ (f_{cj})^{1/3}$$

- **Module d'élasticité différée ≪ E_{vj}≫ :**

  Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée. Il y correspond un module de déformation E_{vj} donné par la formule :

$$\mathbf{E_{vj} = 37000\ (f_{cj})^{1/3}}$$

Pour notre cas :

$f_{cj} = f_{c28} + 25$ MPa.

$E_{i28} = 32164{,}20$ MPa

$E_{v28} = 10818{,}87$ MPa

- **Coefficient de poisson [2] :**

  La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\vartheta = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

E.L.U : $\vartheta = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

E.L.S : $\vartheta = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

- **Poids volumique :**

  On adopte la valeur $\rho = 25 KN/m^3$

I.4.h.2. Contraintes limites de calcul :

- **Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U) [2] :**

  L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. La contrainte est définie par :

$$\mathbf{f_{bu}} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}}$$

Avec :

γ_b = Coefficient.

$\gamma_b = 1{,}5$ pour les situations durables.

$\gamma_b = 1{,}15$ pour les situations accidentelles.

θ= Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24h$ ⟶ $\theta = 1$.

Si $1h < t < 24h$ ⟶ $\theta = 0{,}9$.

Si $t < 1h$ ⟶ $\theta = 0{,}85$.

t = durée d'application de l'action considérée.

h = heure.

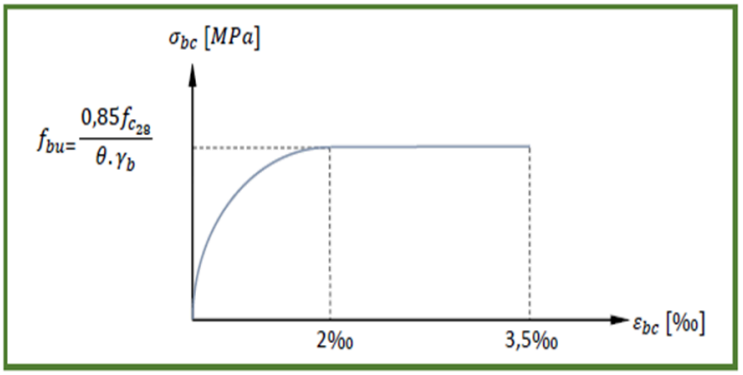


Figure I.5: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.U.

- **Contraintes à l'état limite de service (E.L.S) [2] :**

  L'état limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. On distingue :

  - L'état limite de service vis à vis de la compression du béton.
  - L'état limite de service d'ouverture des fissures.
  - L'état limite de service de déformation.

  La contrainte limite de service est donné par $\sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28}$

  $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15$ MPa

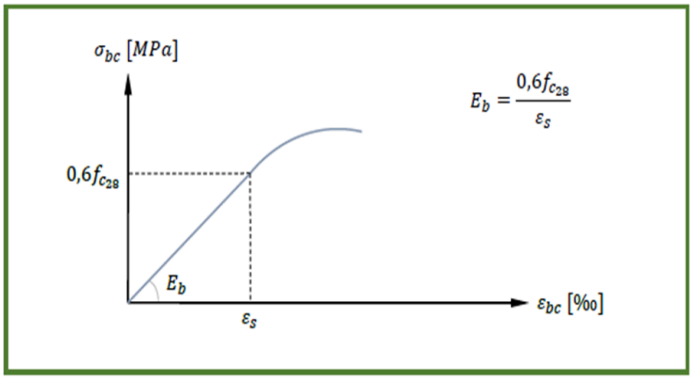


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'E.L.S.

I.4.i. Aciers :

Les armatures d'aciers sont intégrées dans le béton pour reprendre les efforts de traction afin de remédier à la non résistance à la traction du béton.

Les aciers utilisés sont [2] :

- Ronds lisses (ϕ) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE 520 ϕ = 6 mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE240 (f_e = 235 MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e = 400 MPa
- Treillis soudés (TS) : f_e = 520 MPa

b. Module d'élasticité des aciers [2] :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale et dont la valeur dépend de sa nuance :

$$E_s = 2{,}1\ 10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

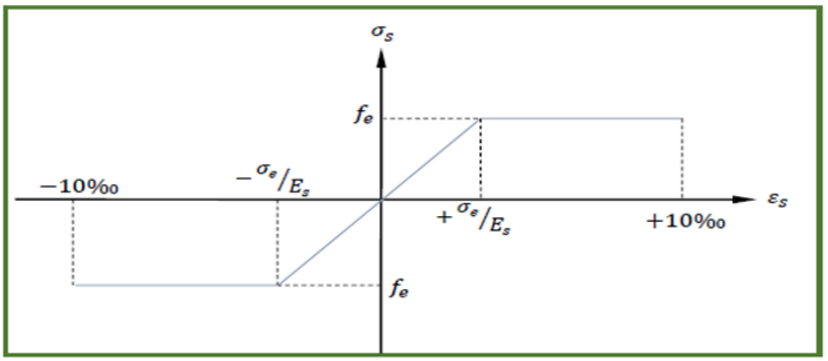


Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

fe : Contrainte limite élastique

ξ_s: Déformation (allongement) relative de l'acier

$$\xi_s = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ_s = 1,15 Cas des situations durables ou transitoires

1,00 Cas des situations accidentelles

Pour les aciers FeE400, on a :

$$\xi_{es} = \frac{400}{1{,}15 \times 2{,}1.10^5} = \mathbf{1{,}74‰}$$

c.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S) :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e\ ;\ 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e\ ;\ 110\eta\right)$

  η : Coefficient de fissuration

η = 1,00 pour les aciers ronds lisses.

η = 1,60 pour les aciers à haute adhérence.

d. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport du module de déformation de l'acier sur le module de déformation du béton

$$\mathbf{n} = \frac{E_s}{E_b}$$

n : Coefficient d'équivalence

Es : Module de déformation de l'acier

Eb : Module de déformation du béton

I.4.j. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction
- Le raccourcissement unitaire du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple ou composé et à 2‰ dans la compression simple*
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰
- La contrainte de calcul, notée " σ_s" et qui définie par la relation :

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

➢ Rond lisse σ_s = 204,34 MPa Situation durable

σ_s = 235 MPa Situation accidentelle

➢ Haute adhérence σ_s = 348 MPa Situation durable

σ_s = 400 MPa Situation accidentelle

➢ Allongement de rupture : ξ_s = 10%

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

II.1 Introduction :

Les éléments résistants (plancher, poteau, poutre, voile) représentent l'ossature du bâtiment et agissent sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Leur prédimensionnement est une étape essentielle lors d'un projet et se fait selon des règlements à savoir : le RPA 99 version 2024, le BAEL 91 modifié 99. Nous commencerons d'abord par le prédimensionnement :

- Des planchers
- Des poutres
- Des poteaux
- Des voiles

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux avec ou sans continuité sur des éléments porteurs. Leur rôle est de reprendre et répartir les charges verticales et horizontales sur les éléments porteurs tout en assurant la fonction de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment à étudier nous allons utiliser deux types de plancher à savoir :

- Un plancher à corps creux pour les parties courantes.
- Un plancher à dalle pleine pour le sous-sol et les balcons.

II.2.a. Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [2]$$

Avec H_t : Hauteur totale de plancher

L : Portée maximale de la poutrelle entre nu d'appui

Lmax = 4.20 – 0.30 = 3.90 cm

$ht \geq \frac{390}{22.5}$ = 17,33 cm

Conclusion : on va prendre l'épaisseur de **16+5** d'où **ht = 21cm**

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

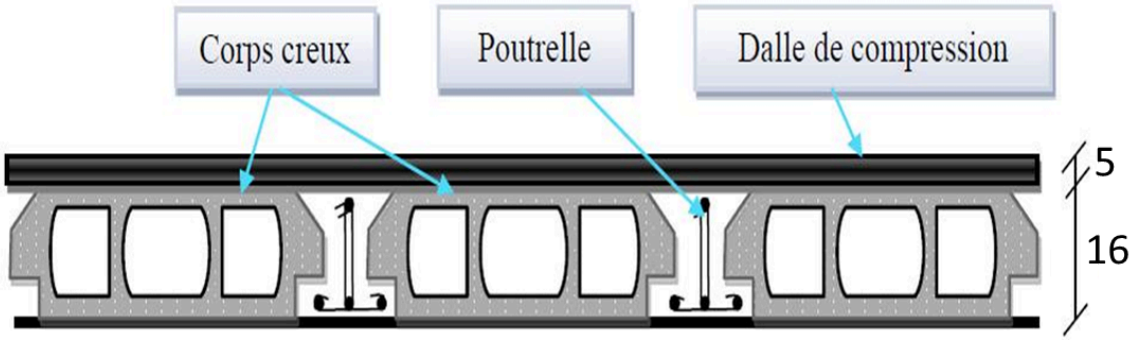


Figure II.1 : Schéma de la dalle.

II.2.b. Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et des vérifications de résistance. Les planchers situés aux sous-sols et aux rez - de -chaussée seront en dalle pleine.

a. Résistance au feu :

e = 7 cm ……pour une heure de coupe-feu

e = 11 cm ……..pour deux heures de coupe-feu

D'où : e = 11cm

b. Isolation phonique :

Pour assurer une bonne isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Donc on adopte une épaisseur de : e = 15 cm

c. Résistance à la flexion :

Les conditions selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus défavorable (cas le plus défavorable)

- Pour L = 4,2 m

$\frac{420}{50} \leq e \leq \frac{420}{40}$

$8,4 \leq e \leq 10,5$ [cm]

On adopte **e = 10 cm**

En tenant compte de ses différents paramètres, nous aurons comme épaisseur :

e = 15 cm

II.3. Prédimensionnement des poutres :

II.3.a. Les poutres porteuses :

Selon le BAEL 99, le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [2]$$

$$0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}8\ h$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

- Pour **L = 6,8 m**

$$\frac{680}{15} \leq h \leq \frac{680}{10}$$

$$45{,}33 \leq h \leq 68$$

On adopte **h = 60 cm**

$$0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}8\ h$$

$$0{,}3 \times 55 \leq b \leq 0{,}8 \times 55$$

$$16{,}5 \leq b \leq 44$$

On adopte **b = 30 cm**

D'après les conditions du **RPA [1]** ;

$b \geq 20$ cm $b = 30cm \geq 20cm$ …… C.V

$h \geq 30$ cm $h = 60cm \geq 30cm$ ……..... C.V

$h/b < 4$ $60/30 = 2 < 4$

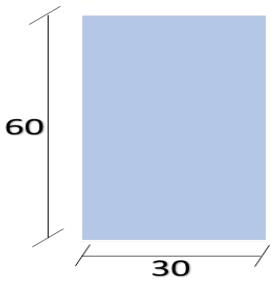


Figure II.2 : Section de la poutre principale 30x60

- Pour **L = 4,90 m**

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$32,66 \leq h \leq 49$$

On adopte **h = 45 cm**

$$0,3\ h \leq b \leq 0,8\ h$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,8 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 36$$

On adopte **b = 30 cm**

D'après les conditions du RPA [1] ;

b ≥ 20 cm b = 30cm ≥ 20cm …….…… C.V

h ≥ 30 cm h = 45cm ≥ 30cm ……..... C.V

h/b < 4 45/30 = 1.5 <4 ……..C.V

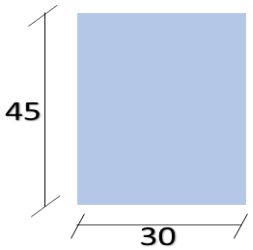


Figure II.3 : Section de la poutre principale 30x45

II.3.b. Les poutres secondaires :

Selon le **BAEL 91 modifié 99**, le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [2]$$

$$0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}8\ h$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

- Pour **L = 3,90 m**

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39$$

On adopte **h = 35 cm**

$$0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}8\ h$$

$$0{,}3 \times 35 \leq b \leq 0{,}8 \times 35$$

$$10{,}5 \leq b \leq 28$$

On adopte **b = 25 cm**

D'après les conditions de RPA [1] ;

b ≥ 20 cm b = 25 cm ≥ 20cm …….…… C.V

h ≥ 30 cm h = 35 cm ≥ 30cm …….…… C.V

h/b < 4 35/25 = 1,40 <4 ……..C.V

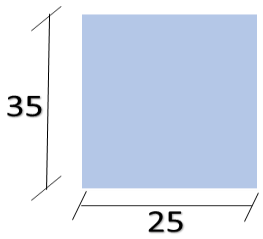


Figure II.4 : Section de la poutre secondaire 25x35

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections de poutre.

Types	Choix (cm²)
Poutre porteuse	**L = 6,80 m 30x60** **L = 4,90 m 30x45**
Poutre secondaire	**25x35**

II.4. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

$$\mathbf{b_w \geq max\ [\frac{h_e}{20}\ ;\ 15cm]} \quad \mathbf{[1]}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

b_w : épaisseur du voile.

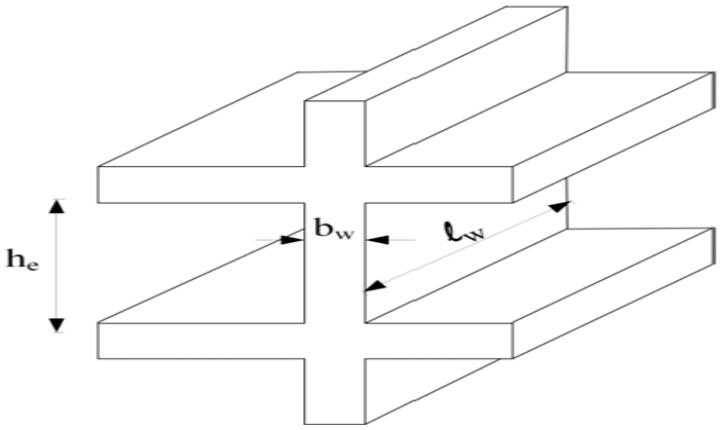


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.

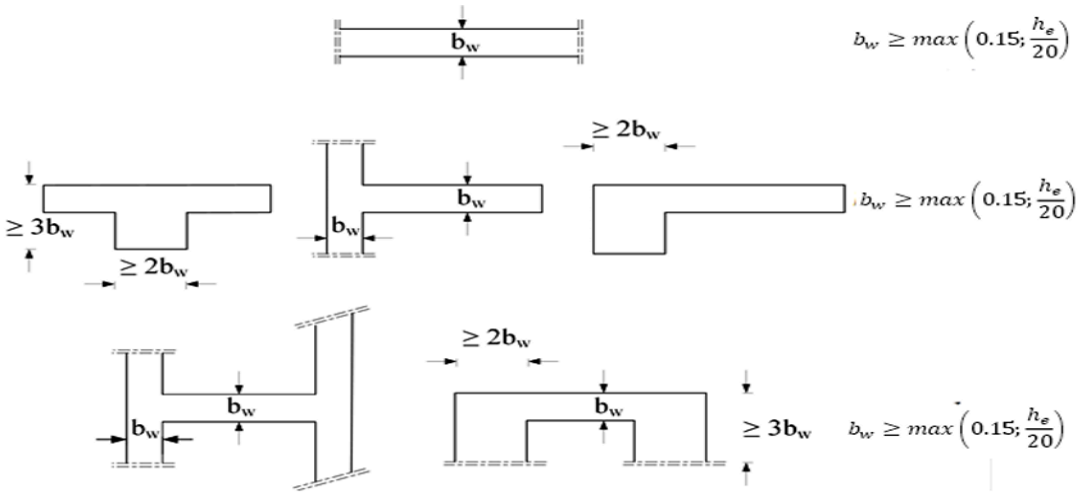


Figure 7.8: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Figure II.6 : Épaisseur minimum en fonction des différentes configurations

- **Pour étage courant :**

  $h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95$ m

  $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{295}{20} = 14,75$ cm

- **Pour Sous-sol 01 :**

  $h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61$ m

  $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13,05$ cm

- **Pour Sous-sol 02 :**

  $h_e = 3 - 0,45 = 2,55$ m

  $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75$ cm

- **Pour RDC :**

  $h_e = 3,74 - 0,45 = 3,29$ m

  $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{329}{20} = 16,45$ cm

On adopte pour les voiles

b_w = 25 cm pour le RDC + Sous-sol

b_w = 25 cm pour les étages courants

II.5. Les poteaux :

a. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinées à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants) à la base de la structure. Ils sont pré dimensionnés en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en choisissant trois poteaux (poteaux centraux, de rive et d'angle). On utilisera un calcul basé sur la descente de la charge en affectant la surface du plancher revenant à chaque type de poteau. La loi de dégression sera appliquée pour la charge d'exploitation.

b. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, elle consiste à réduire les charges identiques à chaque étage d'un certain pourcentage jusqu'à 0,5Q. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

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

c. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple selon la formule suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br\, f_{c28}}{0{,}9\, \gamma_b} + \frac{A_s\, f_e}{\gamma_s} \right] \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Avec :

Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f (λ))

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculairement en plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B: Surface de la section du béton (B= a x b)

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b = 1,5).....situation durable

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s = 1,15).....situation durable

fe : Limite élastique de l'acier (fe= 500 MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 à jours (f_{c28} = 25 MPa)

A_s : Section d'acier comprimée

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br = (a-0,02) (b-0,02)) [m^2]

Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$\mathbf{0{,}2\ \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%}$$

On cherche à dimensionner de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2\,(\frac{\lambda}{35})^2}$ si $\lambda = 50$

$\alpha = 0{,}6\,(\frac{50}{\lambda})^2$ si $50 \prec \lambda \prec 100$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0{,}708$

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

$$\mathbf{Br \geq \frac{Nu}{\alpha(\frac{f_{c28}}{0{,}9\,\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B\,\gamma_s})} = 0{,}66\ Nu}$$

Le minimum requis par **le RPA 2024 [1]** :

Pour une zone sismique VI, on doit avoir au minimum :

- Min (a , b) ≥ 30 cm
- Min (a , b) $\succ \frac{h_e}{20}$

- $\frac{1}{4} \prec \frac{a}{b} \prec 4$

Avec :

(a , b) : Dimension de la section

h_e : Hauteur d'étage

On opte pour des sections carrées (a = b)

d. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0{,}6\ f_{c28} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Avec :

Nu : Effort normal à l'ELS (N_{ser} = G + Q)

B : Section de béton du poteau

A_s : Section des armatures (A_s = 1% B)

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant dans (2), on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15\ B} \leq 0{,}6\ f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

II.5.1 Plancher terrasse inaccessible :

a. Charges permanentes :

Tableau II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Masse surfacique (KN/m^2)
Gravillon de protection	5	17	0,85
Etanchéité multicouche			0,12
Forme de pente	10	22	2,20
Polyane			0,01
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle de compression + corps creux	16+5		2,99
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Charge permanente G			**6,53**

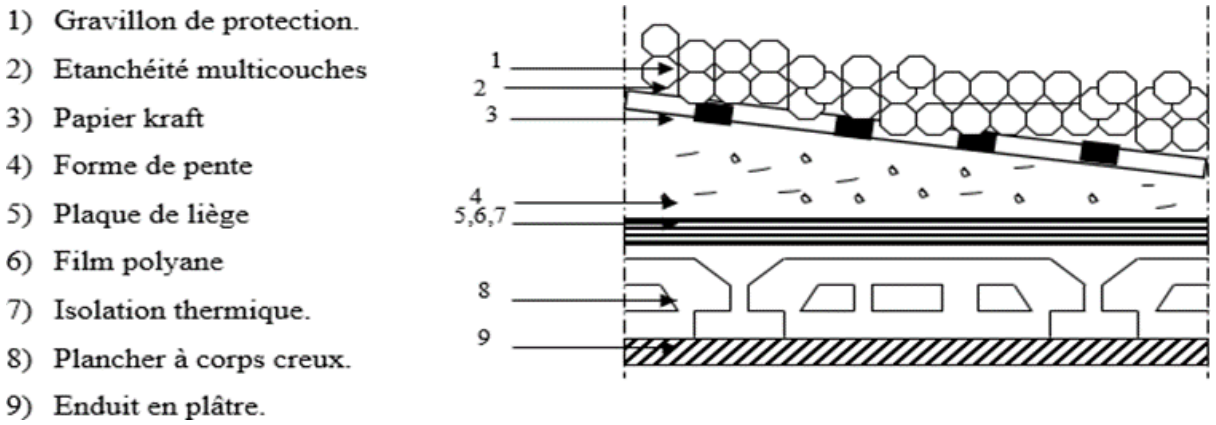


Figure II.7 : Composant du plancher terrasse

II.5.2 Plancher étage courant :

a. Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente étage courant

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Masse surfacique (KN/m^2)
Carrelage	2		0,5
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle de compression + corps creux	16+5		2,99
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Cloisons de distribution	10		1
		Charge permanente G	**5,63**

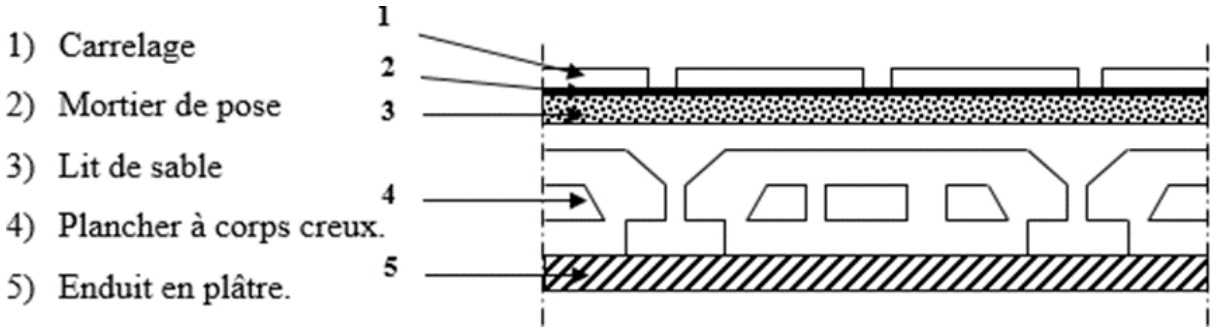


Figure II.8 : Composant du plancher courant

II.5.3 Plancher rez de chaussée :

a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente RDC

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Masse surfacique (KN/m^2)
Carrelage	2		0,5
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15		3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Cloisons de distribution	10		1
Charge permanente G			**6,39**

II.5.4 Plancher sous sol :

a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente sous-sol

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Masse surfacique (KN/m^2)
Couche appelée chape bouchardée	-	-	1,5
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15		3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Cloisons de distribution	10		1
Charge permanente G			**7,39**

II.5.5 Charges d'exploitations :

Tableau II.5 : Charge d'exploitation

Type de plancher	Charge d'exploitation (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	**1**
Etage courant	**1,5**
Sous-sol + RDC	**2,5**

II.5.6 Poteau central :

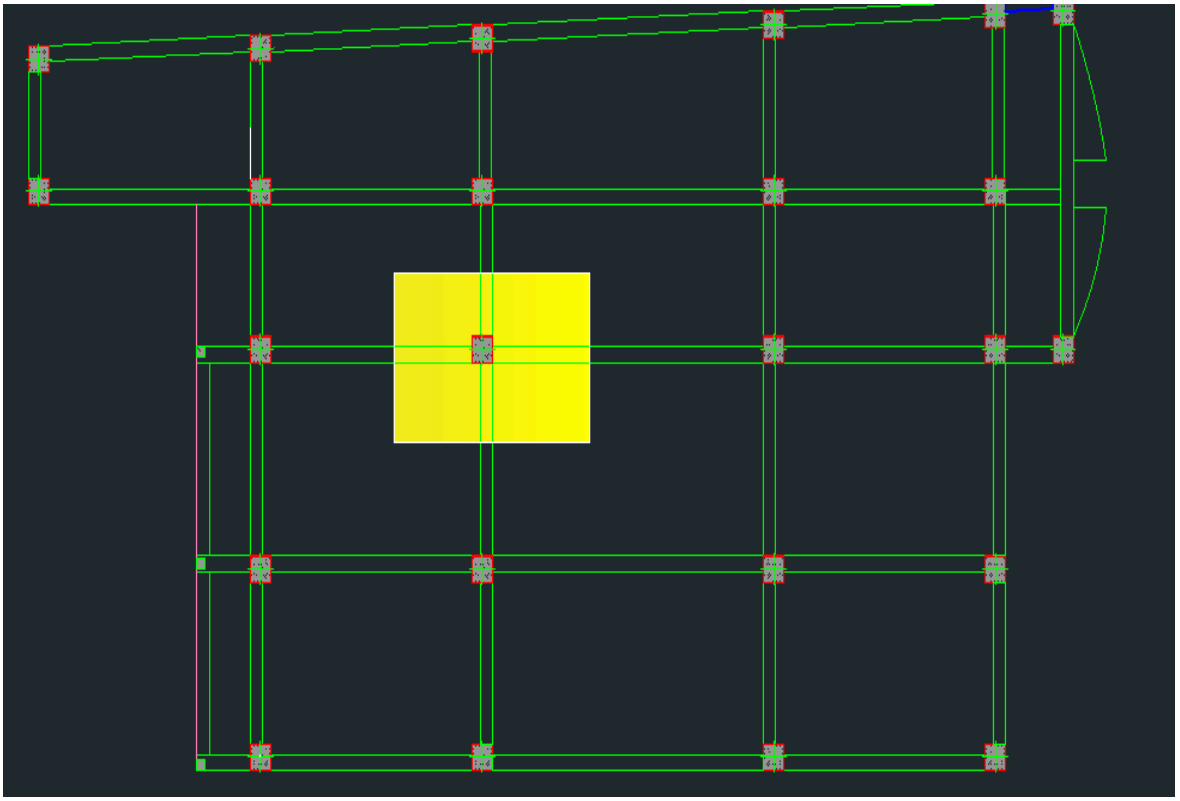


Figure II.9 : Localisation du poteau central

Tableau II. 6 : Descente des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑surcharge	∑surcharge (KN/m²)
T	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	22,63
P12	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	56,58
P11	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)$	87,13
P10	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9\ (Q_1+Q_2+Q_3)$	114,28
P9	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	138,04
P8	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	158,41
P7	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	175,38
P6	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,70(Q_1+.....+Q_7)$	188,96
P5	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,65(Q_1+.....+Q_8)$	199,14
P4	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,60(Q_1+.....+Q_9)$	205,93
P3	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,55(Q_1+.....+Q_{10})$	209,33
P2	Q_{11}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{11})$	209,33
P1	Q_{12}	$\Sigma_{12} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{12})$	226,30
P.RDC	Q_{13}	$\Sigma_{13} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{13})$	390,38
P.SS1	Q_{14}	$\Sigma_{14} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{14})$	418,66
P.SS2	Q_{15}	$\Sigma_{15} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{15})$	446,94

Tableau II.7 : Descente de charges verticales

Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	Nu (KN)
Terrasse	Plancher terrasse ⇒ 147,77 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51	170,49	170,49	22,63	264,11
12	Plancher terrasse ⇒ 127,41 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 6,41	156,54	327,03	56,58	526,36
11	/	/	483,57	87,13	783,51
10	/	/	640,11	114,28	1035,57
09	/	/	796,65	138,04	1282,54
08	Plancher terrasse ⇒ 127,41 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 8,73	158,86	955,51	158,41	1527,55
07	/	/	1114,37	175,38	1767,47
06	Plancher courant ⇒ 127,41 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 11,40	161,53	1275,9	188,96	2005,91
05	/	161,53	1437,43	205,93	2249,43
04	Plancher courant ⇒ 127,41 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 14,43	164,56	1601,99	209,33	2476,68
03	/	164,56	1766,55	209,33	2698,84
02	/	164,56	1931,11	226,30	2949,45
01	Plancher courant ⇒ 127,41 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 17,81	167,94	2099,05	226,30	3173,17

RDC	Plancher RDC ⇒ 144,61 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 19,94	187,27	2286,32	390,38	3672,10
Sous sol 1	Plancher sous sol ⇒ 167,24 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 18,98	208,94	2495,26	418,66	3996,59
Sous sol 2	Plancher sous sol ⇒ 167,24 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 18,52	208,48	2703,74	446,94	4320,46

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux centraux

Niveau	Br (cm²)	a (cm)	b (cm)	choix (cm²)	RPA (cm²)	Ns (KN)	σ_s (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
12	347,40	20,63	20,63	30x30	30x30	383,61	7,84	15	Vérifiée
11	517,12	24,74	24,74	30x30	30x30	570,7	8,11	15	Vérifiée
10	683,48	28,14	28,14	30x30	30x30	754,39	8,28	15	Vérifiée
09	846,48	31,09	31,09	35x35	30x30	934,69	8,41	15	Vérifiée
08	1008,18	33,75	33,75	35x35	30x30	1113,92	8,5	15	Vérifiée
07	1166,53	36,15	36,15	40x40	30x30	1289,75	8,58	15	Vérifiée
06	1323,90	38,39	38,39	40x40	30x30	1464,86	8,64	15	Vérifiée
05	1484,62	40,53	40,53	45x45	30x30	1643,36	8,7	15	Vérifiée
04	1634,61	42,43	42,43	45x45	30x30	1811,32	8,75	15	Vérifiée
03	1781,23	44,20	44,20	45x45	30x30	1975,88	8,79	15	Vérifiée
02	1944,66	46,10	46,10	50x50	30x30	2157,41	8,83	15	Vérifiée
01	2094,29	47,76	47,76	50x50	30x30	2325,35	8,86	15	Vérifiée
RDC	2423,59	51,22	51,22	55x55	30x30	2676,7	8,87	15	Vérifiée
Sous sol 1	2617,59	53,16	53,16	55x55	30x30	2891,29	8,90	15	Vérifiée
Sous sol 2	2811,18	55,02	55,02	60x60	30x30	3105,42	8,92	15	Vérifiée

II.5.7 Poteau de rive :

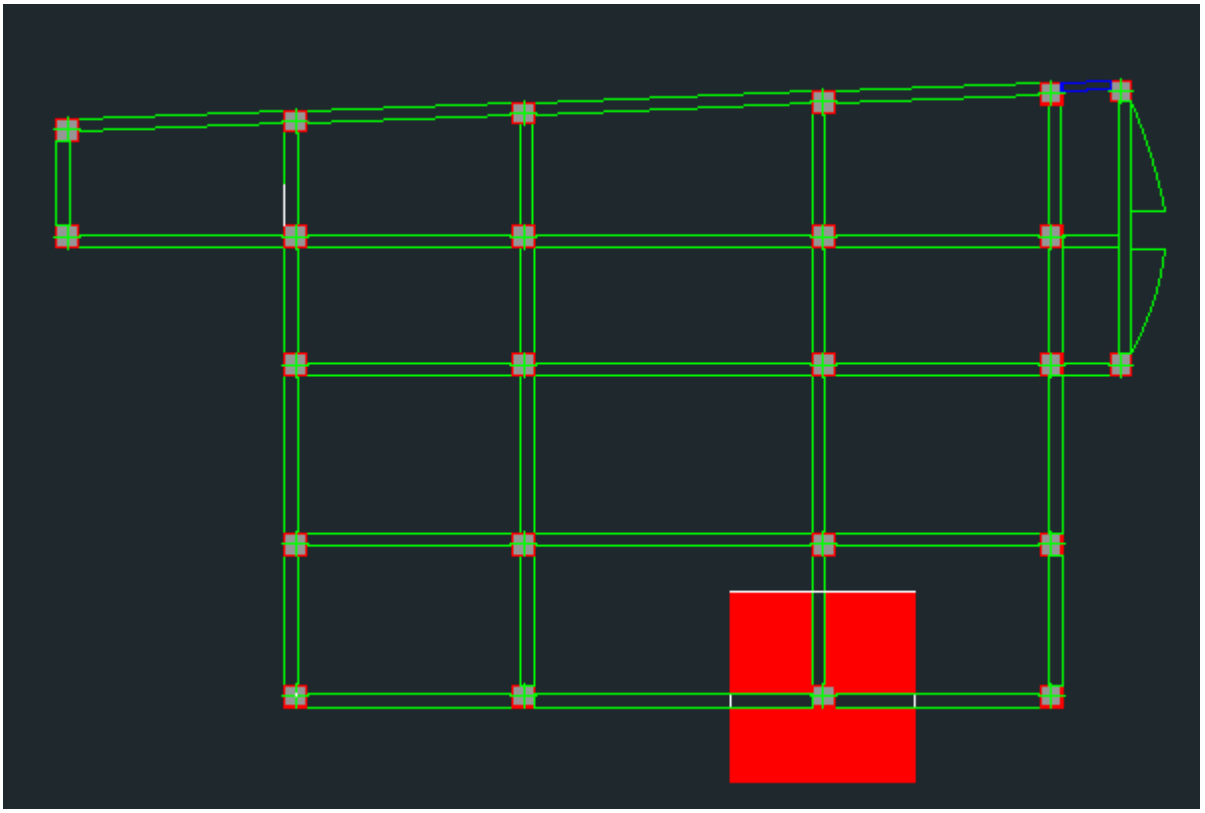


Figure II.10 : Localisation poteau de rive

Tableau II.9 : Descente de surcharges des poteaux de rives

Niveau	Surcharge	∑ surcharge	∑surcharge (KN/m²)
T	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	11,25
P12	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	28,13
P11	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)$	43,31
P10	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9\ (Q_1+Q_2+Q_3)$	56,81
P9	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	68,63
P8	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	78,75
P7	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	87,19
P6	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,70(Q_1+.....+Q_7)$	93,94
P5	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,65(Q_1+.....+Q_8)$	99
P4	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,60(Q_1+.....+Q_9)$	102,38
P3	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,55(Q_1+.....+Q_{10})$	104,06
P2	Q_{11}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{11})$	104,06
P1	Q_{12}	$\Sigma_{12} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{12})$	112,5
P.RDC	Q_{13}	$\Sigma_{13} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{13})$	194,06
P.SS1	Q_{14}	$\Sigma_{14} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{14})$	208,13
P.SS2	Q_{15}	$\Sigma_{15} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{15})$	222,19

Tableau II.10 : Descente de charges verticales des poteaux de rives

Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	Nu (KN)
Terrasse	Plancher terrasse ⇒ 73,46 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51	96,18	96,18	11,25	146,72
12	Plancher courant ⇒ 63,34 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 6,41	92,47	188,65	28,13	296,87
11	/	92,47	281,12	43,31	444,48
10	/	92,47	373,59	56,81	589,56
09	/	92,47	466,06	68,63	732,13
08	/	92,47	558,53	78,75	872,14
07	/	92,47	651	87,19	1009,64
06	/	92,47	743,47	93,04	1143,24
05	/	92,47	835,94	99	1277,02
04	Plancher courant⇒ 63,34 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 8,73	94,79	930,73	102,38	1410,06
03	/	94,79	1025,52	104,06	1540,54
02	/	94,79	1120,31	104,06	1668,51
01	Plancher courant ⇒ 63,34 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 11,40	97,46	1217,77	112,5	1812,74
RDC	Plancher RDC ⇒ 71,89 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau⇒ 12,76	107,37	1325,14	194,06	2080,03
Sous sol 1	Plancher sous-sol ⇒ 83,14 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 10,04	115,9	1441,04	208,13	2257,60

Sous sol 2	Plancher RDC ⇒ 83,14 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau⇒ 9,8	104,41	1545,45	222,19	2419,64

Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux de rives

Niveau	Br (cm²)	a (cm)	b (cm)	choix (cm²)	RPA (cm²)	Ns (KN)	σ_s (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
12	195,93	16	16	30x30	30x30	216,78	7,36	15	Vérifiée
11	293,36	19,13	19,13	30x30	30x30	324,43	7,71	15	Vérifiée
10	389,11	21,73	21,73	30x30	30x30	430,40	7,93	15	Vérifiée
09	483,20	23,98	23,98	30x30	30x30	534,69	8,09	15	Vérifiée
08	575,61	26	26	30x30	30x30	637,28	8,19	15	Vérifiée
07	666,36	27,81	27,81	30x30	30x30	738,19	8,30	15	Vérifiée
06	754,54	29,47	29,47	30x30	30x30	836,51	8,38	15	Vérifiée
05	842,83	31,03	31,03	35x35	30x30	934,94	8,44	15	Vérifiée
04	930,64	32,50	32,50	35x35	30x30	1033,11	8,50	15	Vérifiée
03	1016,76	33,89	33,89	35x35	30x30	1129,58	8,55	15	Vérifiée
02	1101,22	35,18	35,18	40x40	30x30	1224,37	8,60	15	Vérifiée
01	1196,41	36,59	36,59	40x40	30x30	1330,27	8,64	15	Vérifiée
RDC	1372,82	39,05	39,05	40x40	30x30	1519,2	8,66	15	Vérifiée
Sous sol 1	1479,99	40,47	40,47	45x45	30x30	1637,92	8,70	15	Vérifiée
Sous sol 2	1586,94	41,84	41,84	45x45	30x30	1756,39	8,72	15	Vérifiée

II.5.8 Poteau d'angle :

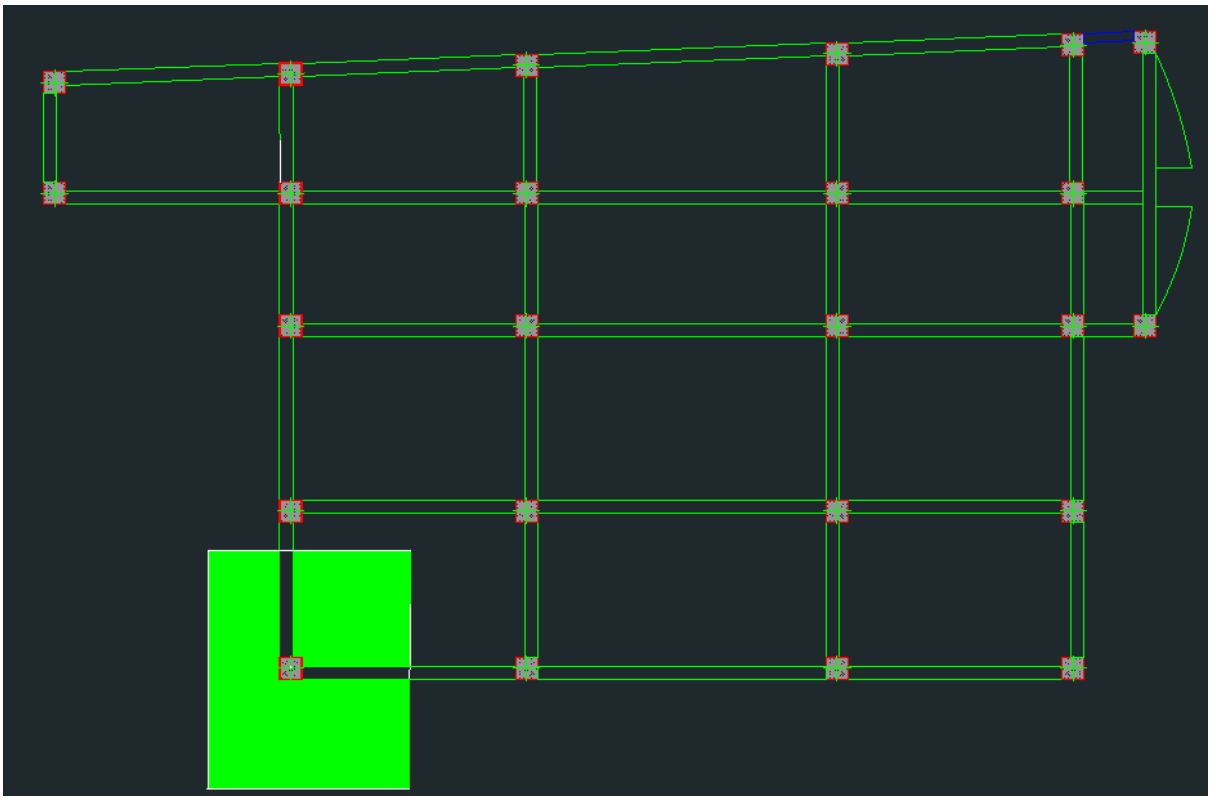


Figure II.11 : Localisation du poteau d'angle

Tableau II.12 : Descente de surcharges des poteaux d'angle

Niveau	Surcharge	∑surcharge	∑surcharge (KN/m²)
T	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	4,86
P12	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	12,15
P11	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)$	18,71
P10	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9\ (Q_1+Q_2+Q_3)$	24,54
P9	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	29,65
P8	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	34,02
P7	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	37,67
P6	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,70(Q_1+.....+Q_7)$	40,58
P5	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,65(Q_1+.....+Q_8)$	42,77
P4	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,60(Q_1+.....+Q_9)$	44,23
P3	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,55(Q_1+.....+Q_{10})$	44,96
P2	Q_{11}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{11})$	44,96
P1	Q_{12}	$\Sigma_{12} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{12})$	48,60
P.RDC	Q_{13}	$\Sigma_{13} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{13})$	83,84
P.SS1	Q_{14}	$\Sigma_{14} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{14})$	89,91
P.SS2	Q_{15}	$\Sigma_{15} = Q_0 + 0,50(Q_1+.....+Q_{15})$	95,99

Tableau II.13 : Descente de charges verticales des poteaux d'angle

Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	Nu (KN)
Terrasse	Plancher terrasse ⇒ 31,74 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51	54,46	54,46	4,86	80,81
12	Plancher courant ⇒ 27,36 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 6,41	56,49	110,95	12,15	168,01
11	/	56,49	167,44	18,71	254,11
10	/	56,49	223,93	24,54	339,12
09	/	56,49	280,42	29,65	423,04
08	/	56,49	336,91	34,02	505,86
07	/	56,49	393,4	37,67	587,60
06	/	56,49	449,89	40,58	668,22
05	/	56,49	506,38	42,77	747,77
04	/	56,49	562,87	44,23	826,22
03	/	56,49	619,36	44,96	903 ,58
02	/	56,49	675,85	44,96	979,84
01	/	56,49	732,34	48,60	1061,56
RDC	Plancher RDC ⇒ 31,06 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 7,17	60,95	793,29	83,84	1196,70
Sous sol 1	Plancher sous sol ⇒ 35,92 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 7,69	66,33	859,62	89,91	1295,35
Sous sol 2	Plancher sous sol ⇒ 35,92 Poutre principale ⇒ 20,21 Poutre secondaire ⇒ 2,51 Poteau ⇒ 7,5	66,14	925,76	95,99	1393,76

Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux d'angle

Niveau	Br (cm²)	a (cm)	b (cm)	choix (cm²)	RPA (cm²)	Ns (KN)	σ_s (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
12	110,87	9,3	9,3	30x30	30x30	123,10	0,12	15	Vérifiée
11	167,71	14,95	14,95	30x30	30x30	186,15	7,24	15	Vérifiée
10	223,82	16,96	16,96	30x30	30x30	248,47	7,51	15	Vérifiée
09	279,21	18,71	18,71	30x30	30x30	310,07	7,7	15	Vérifiée
08	333,87	20,27	20,27	30x30	30x30	370,93	7,85	15	Vérifiée
07	387,82	21,69	21,69	30x30	30x30	431,07	7,97	15	Vérifiée
06	441,03	23	23	30x30	30x30	490,47	8,06	15	Vérifiée
05	493,53	24,22	24,22	30x30	30x30	549,15	8,14	15	Vérifiée
04	545,31	25,35	25,35	30x30	30x30	607,1	8,21	15	Vérifiée
03	596,36	26,42	26,42	30x30	30x30	664,32	8,28	15	Vérifiée
02	646,69	27,43	27,43	30x30	30x30	720,81	8,33	15	Vérifiée
01	700,63	28,47	28, 47	30x30	30x30	780,94	8,37	15	Vérifiée
RDC	789,82	30,10	30,10	35x35	30x30	877,13	8,41	15	Vérifiée
Sous sol 1	850,60	31,17	31,17	35x35	30x30	944,67	8,45	15	Vérifiée
Sous sol 2	911,22	32,19	32,19	35x35	30x30	1012,03	8,49	15	Vérifiée

Conclusion :

D'après les différents calculs, nous déduisons que le poteau le plus sollicité est le poteau central, il sera étudié et ferraillé dans le chapitre 5.

CHAPITRE III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires à savoir : l'acrotère, les escaliers, les balcons. Leur étude se fera suivant certains règlements : "**BAEL 91 modifié 99" [2] ; "RPA 2024" [1]**.

III.2. Acrotère :

Un acrotère est un mur en béton armé coulé sur place encastré au niveau du plancher terrasse ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eau pluviale dans le bâtiment en servant de support pour faciliter le relevé d'étanchéité. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main.

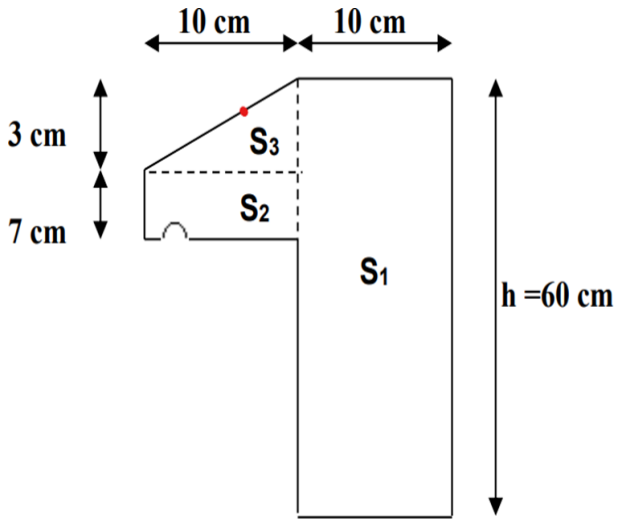


Figure III.1: Schéma de l'acrotère

III.2.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire de largeur.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2. Evaluation des charges :

e. Charge permanente :

- Surface de l'acrotère :
  S = (0.6 x 0.1) + (0.1 x 0.07) + ((0.1 x 0.03) / 2)
  S = 0.069 m2
- Poids propre de l'acrotère :
  $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069$
  G = 1.725 KN/ml

f. Charge d'exploitation :

- Q = 1 KN/ml

g. Action des forces horizontales Q_h (F_p) [2] :

D'après le RPA 2024, l'action des forces horizontales est donnée par :

$$\mathbf{F_p = (A.I.S).C_p\ (1 + \frac{3\,h_z}{H}\ )\ W_p}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

I : Coefficient d'importance donné par le tableau [3-10] du RPA [I = 1]

S : Coefficient de site par le tableau [3-3] & [3-5] du RPA [S = 1,3]

C_p : Facteur de la force horizontale donnée par le tableau (6-1) du RPA [C_p=0,8].

W_p: Poids de l'acrotère.

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

Tableau III.1 Valeurs pour le calcul de la force horizontale de l'acrotère

A	I	S	C_p	W_P	F_P
0,3	1	1,3	0,8	1,725	2,153

Q_h = max (1,5Q ; F_p)

= max (1,5 ; 2,153)

= 2,153 *KN/m*

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G = 1.725 KN/ml ; Qh = 2,153** *KN/m*

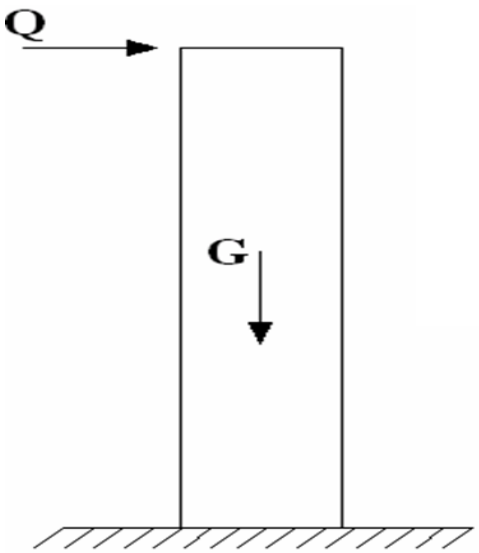


Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

h. Calcul des sollicitations :

Tableau III.2 : Combinaison de charge à l'ÉLU de l'acrotère

ELU		
Charge permanente ultime	$N_u = 1,35\ G$	2,328 KN/m
Effort tranchant ultime	$T_u = 1,5\ Q_h$	3,230 KN/m
Moment d'encastrement	$M_u = 1,5\ Q_h\ h$	1,94 KN.m

Tableau III.3 : Combinaison de charge à l'ELS de l'acrotère

ELS		
Charge permanente de service	$N_s = G$	1,725 KN/m
Effort tranchant de service	$T_s = Q_h$	2,153*KN/m*
Moment d'encastrement	$M_s = Q_h\ h$	1,292 KN.m

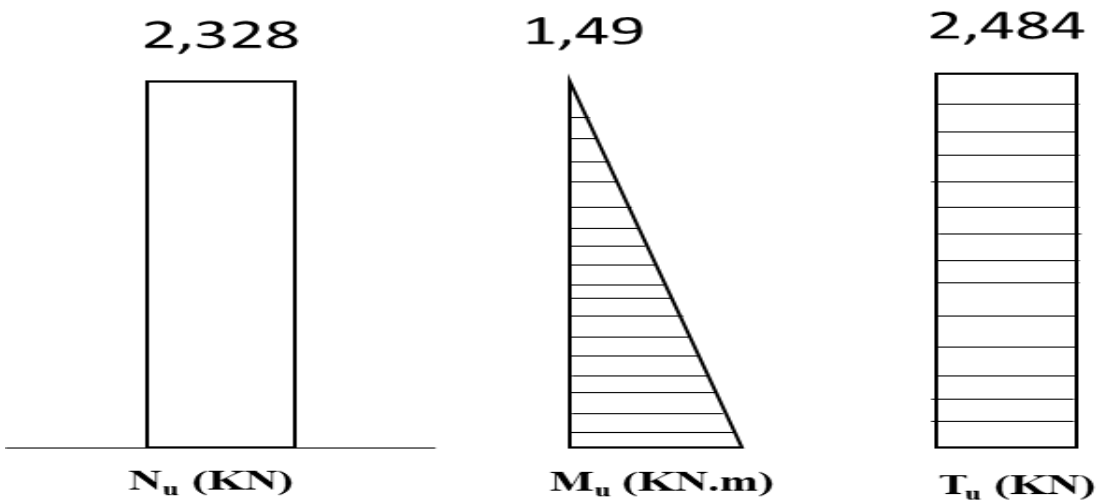


Figure III.3 Diagramme des efforts à l'ELU

III.2.3. Ferraillage de l'acrotère :

e = 10 cm ; b = 100 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14,17 MPa ; c = c'= 2 cm ;
f_e = 500 MPa ; d = 0,9h

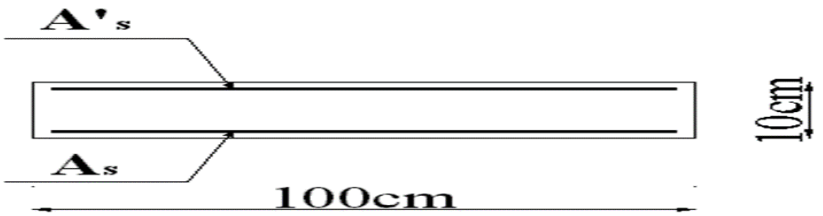


Figure III.4 Ferraillage de l'acrotère

- Calcul de l'excentricité :

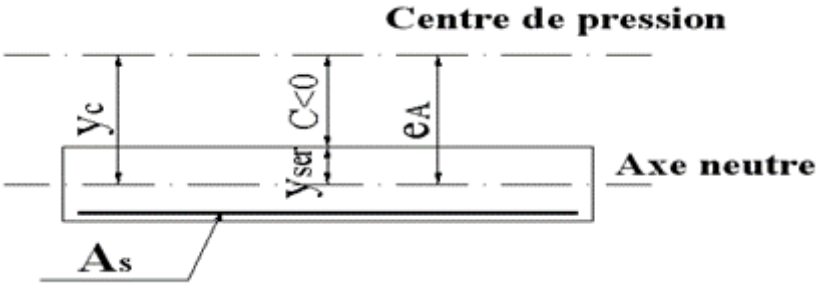


Figure III.5 Schéma centre de pression

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,94}{2,328} = 83$ cm

$\frac{h}{2}$ - c' = $\frac{10}{2}$ - 2 = 3 cm

$e_0 \succ \frac{h}{2}$ - c' ⇒ Section partiellement comprimée

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

- Calcul du moment fictif "M_f" :

$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c') = 1,94 + 2,328(0,03) = 2$ KN.m

$\mu = \frac{M_f}{b\, d^2 \sigma_{bc}} = \frac{2\ 10^6}{1000x90^2x14,17} = 0,0174$

$\mu \leq \mu_R = 0,371$ ⇒ $A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1- \sqrt{1 - 2x0,0174}) = 0,021$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 89,24$ mm

$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\,\sigma_s} = 44,82$ mm²

$A_{s1} = A_s' = 0$

$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,40$ cm²

- **Vérification de la section d'acier selon le BAEL 91 modifié 99 : [2]**

  Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

  Avec :

  $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_e = 500$ MPa ; b = 100 cm ; d = 9 cm

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\left\{\frac{bh}{1000}; 0,23\, bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\ \{1\ cm^2; 0,87\ cm^2\}$$

$$A_s^{min} \geq 1\ \text{cm}^2$$

  Donc on opte finalement pour **6T6 = 1,70 cm²**

  Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20$ cm

- **Armatures de répartitions :**

  $A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425$ cm²

  On choisit 4T6 = 1,13 cm²

  Avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18$ cm

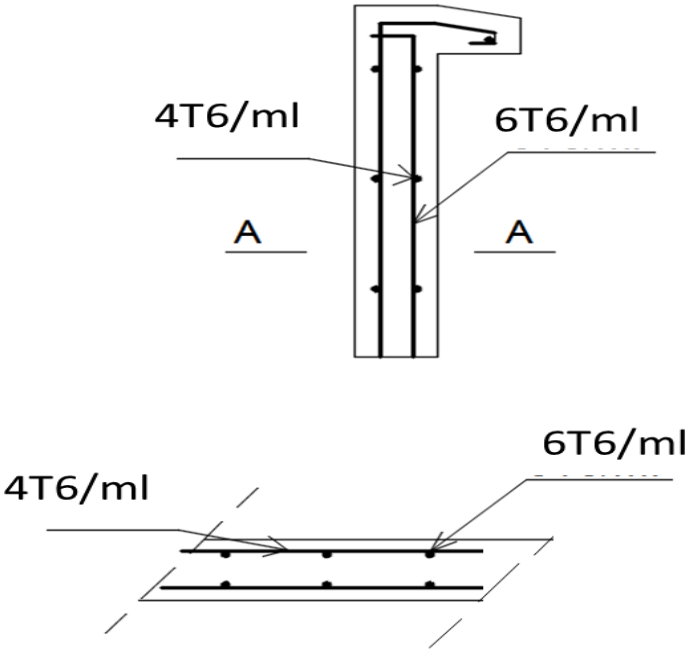


Figure III.6 Schéma de ferraillage acrotère

III.2.4. Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 74{,}89$ cm

$e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C = d - e_A$

$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = 78{,}89$ cm

$C = -69{,}89$ cm ($c \prec 0$)

D'après le **"BAEL 91 modifié 99" [2]**, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

n = 15 ;

$p = -3c^2 + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -14643{,}13$ cm²

$q = -2c^3 - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 681967{,}19$ cm³

$\Delta = q^2 + (\frac{4p^3}{27}) = -76059801{,}21$m⁶

$\varphi = \arccos\left[\frac{q}{2}\left(\frac{-p}{3}\right)^{-\frac{3}{2}}\right] = 0{,}012$ rad

$y_c = -2\sqrt{-\frac{p}{3}}\cos\left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right] = 70{,}34$ cm

$y_{ser} = y_c + c = 0{,}45$ cm

Donc $y_{ser} = 0{,}45$ cm

$y_c = 70{,}34$ cm

$I = \frac{b}{3} y^3_{ser} + n[A_s(d - y_{ser})^2] = 1878{,}11\ cm^4$

- **Vérification des contraintes du béton :**

$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \underline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \left(\frac{1{,}725}{1878{,}11\ 10^4} x703{,}4\right) \times 4{,}5 = 0{,}29$ MPa $\prec \underline{\sigma}_{bc}$ ……..vérifiée

- **Vérification des contraintes de l'acier :**

$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \underline{\sigma}_s$……..Acier tendu

$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \underline{\sigma}_s$……Acier comprimé

$\underline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}})\right) = 250$ MPa

$\sigma_s = 82{,}85$ MPa $\prec \underline{\sigma}_s$……..vérifiée

$\sigma'_s = -15{,}02$ MPa $\prec \underline{\sigma}_s$……..vérifiée

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \underline{\tau}_u = \min\{0{,}1 f_{c28} ; 4\ \text{MPa}\} = 2{,}5$ MPa

$\tau_u = \frac{3{,}230\ 10^3}{1000\ x\ 90} = 0{,}035$ MPa $\prec \underline{\tau}_u$……..vérifiée

III.3. Balcon

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre [3].

- L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \text{ [2]}$$

L : c'est la portée libre du balcon, Dans notre cas L_0 = 1.28m.

$e \geq \frac{128}{10}$ = 12,8 cm …..on va prendre e =15 cm.

III.3.1 Evaluation des charges

Le calcul se fera sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et est soumis à :

- G : Poids propre de la dalle = 6,27 KN/m²
- Q : Surcharge d'exploitation = 3,5 KN/m²
- P : Charge concentrée due au poids des murs extérieurs = 1,62 KN
- M : Moment fléchissant due au poids des murs extérieurs

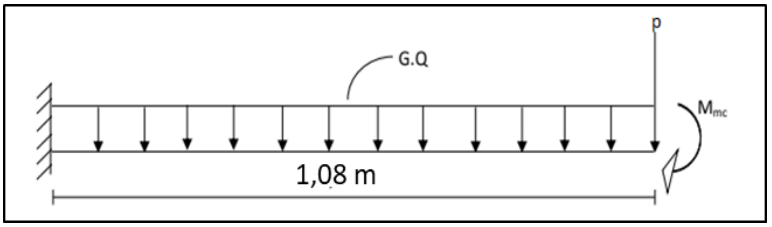


Figure III.7 Schéma statique balcon

- **Combinaison des charges**

Tableau III.4 : Combinaison des charges du balcon

ELU	ELS
q_u = 1,35 G + 1,5 Q	**q_s = G + Q**
q_u = 13,71 KN/m	**q_s** = 9,77 KN/m

Tableau III.5 : Combinaison des charges du balcon

ELU	ELS
P_u = 1,35 P	**P_s = P**
P_u = 2,19 KN	**P_s** = 1,62 KN

- **Calcul des sollicitations**

Tableau III.6 : Combinaison des sollicitations du balcon

ELU	
$\mathbf{M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - P_u L}$ M_u = - 9,045 KN.m	$\mathbf{V_u = q_u L + P_u}$ V_u = 15,9 KN
ELS	
$\mathbf{M_s = -\frac{q_s L^2}{2} - P_s L}$ M_s = - 6,505 KN.m	$\mathbf{V_s = q_s L + P_s}$ $\mathbf{V_s}$ = 11,39 KN

III.3.2 Calcul du ferraillage

h = 15 cm ; b = 100 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14,17 MPa ; c = c'= 3 cm ; f_e = 500 MPa ; d = 12 cm

$$\mu = \frac{M_u}{b\, d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9{,}045\ x\ 10^6}{1000x120^2x14{,}17} = 0{,}044$$

$$\alpha = 1{,}25\ (\ 1 - \sqrt{1 - 2\mu}\ ) = 0{,}056$$

$$Z = d\ (\ 1 - 0{,}4\alpha\ ) = 117{,}312 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\, \sigma_s} = 1{,}77 \text{ cm}^2$$

Tableau III.7 : Calcul du ferraillage du balcon

M_u (KN.m)	μ	α	**Z (mm)**	**A_s (cm²)**
9,045	0,044	0,056	117,312	1,77

- Condition de non fragilité :
  - Section minimale d'armatures : **BAEL 91 (art A.4.2,1)**

    $A_s^{min} \geq 0{,}23.b.d.\ \frac{f_{t28}}{f_e}$

    $A_s^{min} \geq 0{,}23 \text{ x } 100 \text{ x } 12 \text{ x } \frac{2{,}1}{500} = 1{,}16 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimal : **BAEL 91 (art B.6.4)**
  $A_s^{min} \geq 0{,}1\%\ bh = 1{,}5\ cm^2$

  Donc : $A = max\ (A_s\ ;\ A_s^{min}\ ;\ A_s^{min})$

Tableau III.8 : Choix du ferraillage du balcon

A_s (cm²)	A_s^{min} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	A_s^{max} (cm²)	A_{adop} (cm²)
1,77	1,16	1,5	1,77	4T10 = 3,71

- Vérification de l'effort tranchant

  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{15{,}9\ x\ 10^3}{1000x120}$

  $\tau_u = 0{,}13$ MPa

  $\underline{\tau}_u = min\ (\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\ )$ BAEL 91 art A.5.1,211

  $\underline{\tau}_u = min\ (3{,}33\ ;\ 5\ ) = 3{,}33$ MPa

  $\tau_u = 0{,}13$ MPa $< \underline{\tau}_u = 3{,}33$ MPa Condition vérifiée

- Armature de répartition

  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0{,}93\ cm^2$

Tableau III.9 : Choix des armatures de répartitions du balcon

A_r (cm²)	A_{adop} (cm²)
0,93	4T8 = 2,01 cm²

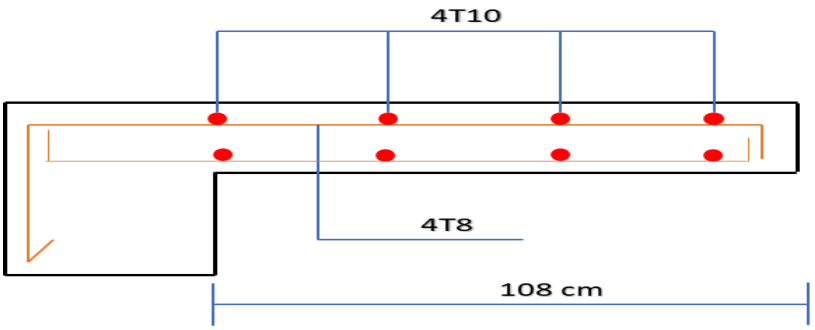


Figure III.8 Schéma de ferraillage du balcon

- **Espacement entre les armatures : BAEL 91 (art A.8.2,42)**
  - **Armatures longitudinales :**

    $S_t \leq$ min (3h ; 33 cm)

    $\leq$ min (45 ; 33 cm)

    $S_t \leq 33$ cm

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

  - **Armatures transversales :**

    $S_t \leq$ min (4h ; 45 cm)

    $\leq$ min (60 ; 45 cm)

    $S_t \leq 45$ cm

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

III.3.3 Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc il n'y a pas de vérification à l'ELS et la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \underline{\alpha}$$

Avec :

$\underline{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte du béton du balcon

M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	α	$\underline{\alpha}$	Condition
9,045	6,505	1,39	0,056	0,45	Vérifiée

- **Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,1)**

$\frac{A}{b_0 x\, d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,71}{100\, x\, 12} = 0,0031 \leq 0,0084$……. Vérifiée

III.4. Etude des planchers :

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont les éléments plans horizontaux qui permettent de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et les voiles. Ils sont également des éléments de contreventement horizontal capables de distribuer sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et portiques.

III.4.2. Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x21x65) cm^3 avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

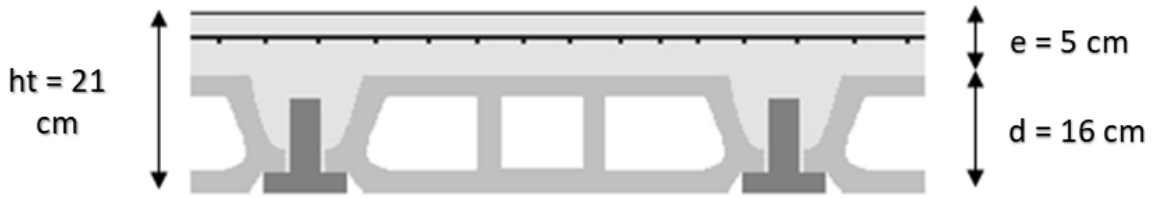


Figure III.9 Schéma corps creux

III.4.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis. Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

c. Dimension de la poutrelle :

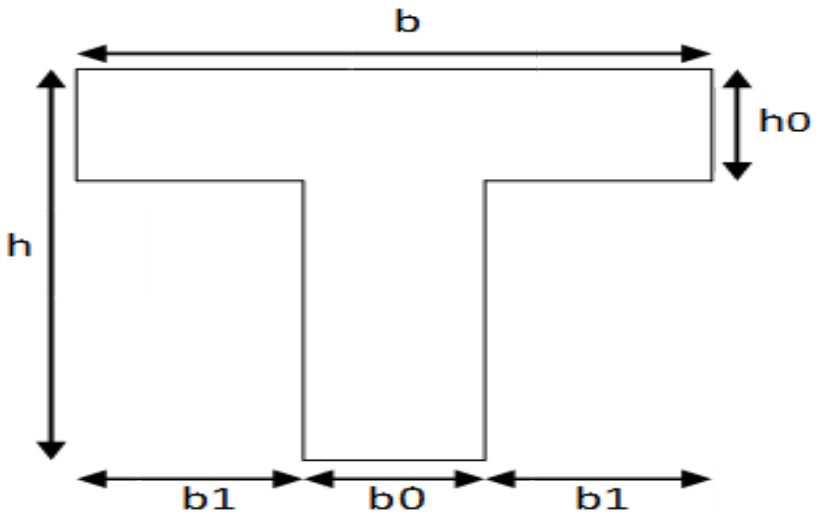


Figure III.10 Schéma poutrelle

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

l_x : Distance entre nu d'appui des poutrelles

l_y : Distance entre nu d'appui des poutres secondaires
h_0 : Épaisseur de la dalle de compression
h : Hauteur du plancher

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,6h$$

$$0,4x21 \leq b_0 \leq 0,6x21$$

$$8,4 \leq b_0 \leq 12,6$$

Donc on prend $b_0 = 10$ cm
b = 65 cm
$l_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm
$l_y = 365$ cm

$b_1 \leq \min\left(\frac{lx}{2}, \frac{ly}{10}\right)$
$\leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{365}{10}\right)$
$\leq \min(27,5 ; 36,5)$

Donc on prend $b_1 = 27,5$ cm

$b = 2b1 + b_0 = 2x27,5 + 10 = 65$ cm

d. Calcul des moments :

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

b.1. Méthode forfaitaire [2] :

a. Domaine d'application :

H_1 : $Q \leq \text{Max}(2G ; 5kN/m^2)$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

b. Formule de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2}$ …… Travée intermédiaire

  $(1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2}$……. Travée de rive

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

M_w ; M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

c. Moment sur appui :

- $M = 0{,}2M_0$……appui de rive
- $M = 0{,}6M_0$……pour une poutre à deux travées
- $M = 0{,}5M_0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0{,}4M_0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

b.2. Méthode de CAQUOT [2] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

a. Formule de la méthode :

- $M_a = 0{,}15M_0$…….Appui de rive
- $M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5(l'_w + l'_e)}$……..Appui intermédiaire

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

b. Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right).\ x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

M_w ; M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul de chaque côté de l'appui les longueurs de travées fictives " l'_w" à gauche et " l'_e" à droite avec :

$l' = l$…….. pour une travée de rive

$l' = 0{,}8l$……. pour une travée intermédiaire

Où " l" représente la portée de la travée libre.

c. Effort tranchant :

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$

$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

III.4.4 Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression

  On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités et supporte :

  - Son poids propre
  - Poids du corps creux
  - Surcharge due à l'ouvrier Q = 1 KN/m²

- **Evaluation des charges et surcharges :**

  ➢ Charge permanente :

  Poids propre de la poutrelle……..0,1x0,05x25 = 0,13 KN/ml

  Poids du corps creux……0,65x0,21x14 = 1,911 KN/ml

  G = 2,041 KN/ml

  ➢ Charge d'exploitation

  Q = 1x0,65 = 0,65 KN/ml

- **Combinaison des charges :**

  E.LU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,73 KN/ml

  E.L.S : q_s = G +Q = 2,691 KN/ml

- **Calcul des moments :**

  $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3{,}73\ x\ 3{,}08^2}{8} = 4{,}42$ KNm

  $M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2{,}691\ x\ 3{,}08^2}{8} = 3{,}19$ KNm

- **Ferraillage :**

  La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

  M_u = 4,42 KNm ; b = 10 cm ; d = 4,5 cm ; σ_{bc} = 14,17 MPa

  $\mu = \frac{M_u}{b\, d^2\, \sigma_{bc}} = 1{,}540 \succ \mu_r = 0{,}392 \Rightarrow A_s' \neq 0$

  Donc les armatures de compression sont nécessaires mais il est impossible de les placer car la section du béton est trop faible. Il faut prévoir des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression
  Après le coulage et le durcissement du béton de la table de compression, la poutrelle travaillera comme poutrelle en "Té"

➢ **Evaluation des charges et surcharges :**

- **E.L.U**
  $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $P_u = 0,6\ q_u$

- **E.L.S**
  $q_s = G + Q$ et $P_s = 0,6\ q_s$

Tableau III.11 : Combinaison des charges des poutrelles

Désignation	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU		ELS	
			q_u(KN/m)	P_u(KN/ml)	q_s(KN/m)	P_s(KN/ml)
Terrasse	4,24	0,65	6,70	4,02	4,89	2,93
Étages d'habitation	3,66	0,98	6,41	3,85	4,64	2,78

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.4.5. Type de poutrelles :

1- Poutrelle à une travée :

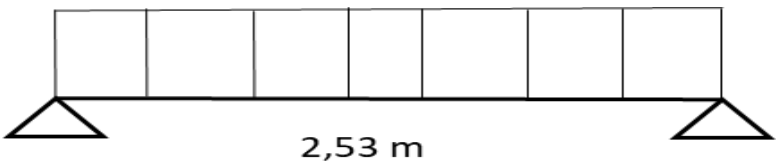


Figure III.11 Schéma statique poutrelle à une travée

$q_u = 6,7$ KN/ml

$q_{ser} = 4,89$ KN/ml

Calcul des moments :

E.L.U : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 5,36$ KNm

E.L.S : $M_o = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 3,91$ KNm

- Moment en travée : $M_t = 0,85\ M_0$

$M_{tu} = 4,56$ KNm

$M_{tser} = 3,32$ KNm

- Moment sur appui : $M_a = 0,20\ M_0$

$M_{au} = 1,07$ KNm

$M_{aser} = 0,78$ KNm

Effort tranchant :

É.L.U : $T_u = \frac{q_u l}{2} = 8,48$ KN

E.L.S : $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 6,19$ KN

2- Poutrelle à deux travées :

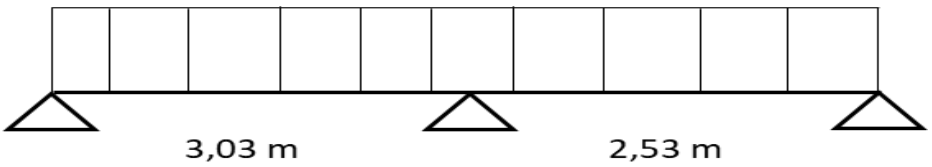


Figure III.12 Schéma statique poutrelle à 2 travées

$q_u = 6,7$ KN/ml

$q_{ser} = 4,89$ KN/ml

Application :

- Q = 1,5 KN/m² ≺ {5 $KN/m\ 2G = 7,32\ KN/m^2$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes axes
- $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,03}{2,53} = 1,19 \Rightarrow 0,8 \prec 1,19 \prec 1,25$……. Condition vérifiée
- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode est applicable

Calcul des moments :

E.L.U :

- Travée A-B

$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,7\ x\ 3,03^2}{8} = 7,69$ KNm

Appui :

$M_1 = 0,2\ M_0 = 1,538$ KNm

$M_2 = 0,6\ M_0 = 4,614$ KNm

$M_3 = 0,2\ M_0 = 1,072$ KNm

Travée :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,211$

$M_t \geq (1,2 + 0,3\ \alpha)\frac{M_0}{2}$

M_t = 4,86 KNm

- Travée B-C

$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,7\ x 2,53^2}{8} = 5,36$ KNm

$M_t \geq (\ 1,2 + 0,3\ \alpha\ )\ \frac{M_0}{2}$

M_t = 3,39 KNm

E.L.S :

- Travée A-B

$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4,89\ x\ 3,03^2}{8} = 5,61$ KNm

Appui :

$M_1 = 0,2\ M_0 = 1,122$ KNm

$M_2 = 0,6\ M_0 = 3,366$ KNm

$M_3 = 0,2\ M_0 = 0,782$ KNm

Travée :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,211$

$M_t \geq (1,2 + 0,3\ \alpha)\frac{M_0}{2}$

M_t = 3,54 KNm

- Travée B-C

$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4,89 \, x \, 2,53^2}{8} = 3,91$ KNm

$M_t \geq (1,2 + 0,3 \, \alpha) \frac{M_0}{2}$

M_t = 2,47 KNm

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présents dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.12 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 2 travées

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée m	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
A	-1,538	-1,122	A-B	3,03	4,86	3,54	9,13	-11,16	6,39	-8,42
B	-4,614	-3,366	B-C	2,53	3,39	2,47	9,87	- 7,07	7,58	-4,78
C	-1,072	-0,782								

3. Poutrelle à trois travées :

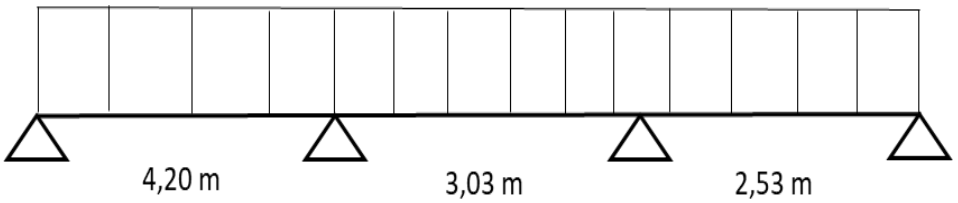


Figure III.13 Schéma statique poutrelle à 3 travées

On utilise la méthode forfaitaire et les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts seront présentes dans le tableau et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.13 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 3 travées

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
A	-2,954	-2,156	A-B	4,2	9,32	6,80	13,02	-15,13	9,50	-11,04
B	-7,385	-5,390	B-C	3,03	4,85	3,54	11,32	-8,98	8,26	-6,55
C	-3,840	-2,805	C-D	2,53	3,38	2,46	9,56	-7,38	6,98	-5,38
D	-1,072	-0,782								

4. Poutrelle à quatre travées :

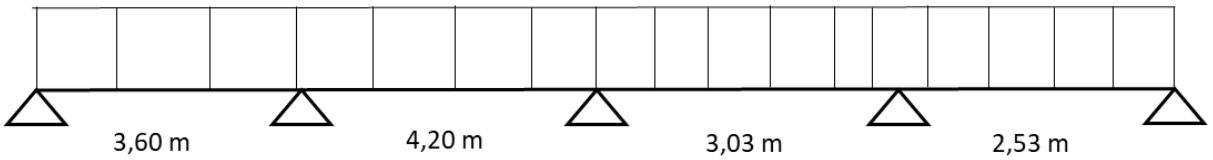


Figure III.14 Schéma statique poutrelle à 4 travées

On utilise la méthode forfaitaire et les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts seront présentes dans le tableau et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.14 : Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles à 4 travées

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
A	-2,170	-1,584	A-B	3,60	6,85	5	10,61	-13,51	7,74	-9,85
B	-7,385	-5,390	B-C	4,2	9,32	6,80	14,42	-13,71	10,52	-10,01
C	-5,908	-4,312	C-D	3,03	4,85	3,54	10,83	-9,46	7,90	-6,91
D	-3,840	-2,805	D-E	2,53	3,38	2,46	9,56	-7,38	6,98	-5,38
E	-1,072	-0,782								

III.4.6. Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire la poutrelle qui a le moment le plus grand en travée et sur appui. Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

É.L.U : $M_{tu}^{max} = 9,32$ KNm

$M_{au}^{max} = 7,385$ KNm

$T_u^{max} = 15,13$ KN

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 6,80$ KNm

$M_{aser}^{max} = 5,390$ KNm

a. Ferraillage en travée :

h = 21 cm ; h_0 = 5 cm ; b = 65 cm ; b_0 = 10 cm ; d = 18,9 cm ; σ_{bc} = 14,17 MPa ; fe = 500MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa

Le calcul de la section en "Té" dépend de la position de l'axe neutre c'est à dire si elle se trouve dans la table ou la nervure

- Si $M_u \prec M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression (calcul en section rectangulaire bxh)
- Si $M_u \succ M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure (âme). Le calcul se fera en section T

  Avec :

  $M_t = bh_0\,\sigma_{bc}(d - \frac{h_0}{2}) = 75,52$ KNm

  $M_u = 9,32$ KNm

On a $M_u \prec M_t$

Alors l'axe neutre se trouve dans la table de compression. Le calcul sera fait comme une section rectangulaire en flexion simple de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.15 : Calcul de la section d'armature en travée des poutrelles

M_t (KNm)	μ	$\mu \prec \mu_r$	A'_s(cm²)	α	Z(cm)	A_s(cm²)
9,32	0,028	Oui	0	0,035	18,63	1,15

- **Condition de non fragilité :**

  $A_s^{min} \geq 0,23\ bd\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,18$ cm²

A_s = Max (A_s^{min} ; A_s) = 1,18 cm²

Choix : 3T12 (A_s = 3,39 cm²)

b. Ferraillage sur appui :

On a : M_{au}^{max} = 7,385 KNm ≺ M_t = 75,52 KNm

L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III.16 : Calcul de la section d'armature sur appui des poutrelles

M_t (KNm)	μ	μ ≺ μ_r	A'_s(cm²)	α	Z(cm)	A_s(cm²)
7,385	0,022	Oui	0	0,027	18,69	0,90

- **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} \geq 0{,}23\ bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ = 1,18 cm²

A_s = Max (A_s^{min} ; A_s) = 1,18 cm²

Choix : 3T12 (A_s = 3,39 cm²)

c. Effort tranchant :

La vérification au cisaillement se fera en prenant le cas le plus défavorable c'est à dire T_u^{max} = 15,13 KN

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \underline{\tau}_u$

$\underline{\tau}_u = \min \{ 0{,}2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \}$ = 3,33 MPa……..Fissuration peu nuisible

Tel que :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d}$ = 0,8 MPa ≺ $\underline{\tau}_u$……Vérifiée

- **Appui de rive :**

- Vérification de la compression du béton [2] :

$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

T_u^{max} = 13,02 KN (appui de rive)

$\sigma_b = \frac{13{,}02.10^3}{0{,}9\ x\ 100\ x\ 189}$ = 0,76 MPa ≤ $0{,}4\frac{25}{1{,}5}$ = 6,67 MPA…….Vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales [2] :

$A_s = 3{,}39\ cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0{,}3\ cm^2$……Vérifiée

- **Appui intermédiaire :**

- Vérification de la compression du béton [2] :

$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$T_u^{max} = 15{,}13$ KN (appui de rive)

$\sigma_b = \frac{15{,}13.10^3}{0{,}9\ x\ 100\ x\ 189} = 0{,}88$ MPa $\leq 0{,}4\frac{25}{1{,}5} = 6{,}67$ MPA…….Vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales [2] :

$A_s = 3{,}39\ cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0{,}35\ cm^2$……Vérifiée

d. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, la vérification se limitera à l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton[2] :**

Soit "y" la distance séparant le centre de gravité de la section homogène (axe par lequel passe l'axe neutre) et la fibre la plus comprimée.

La section soumise à un moment M_{ser} , la contrainte sera :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}\ y$$

D'après l'organigramme, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 25$ MPa

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s\ (\ y - c') - nA_s\ (\ d-y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; b = 65 cm ; b_0 = 10 cm ; c = c' = 3 cm

y : est solution de l'équation du deuxième degré suivant, puis on calcul le moment d'inertie :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0$$

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

- Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se calculent par les formules qui suivent :

$$b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A_s')]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Tableau III.17 : Vérification à l'ELS des poutrelles

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	A'_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	6,80	3,39	0	4,37	9666,20	3,07	Vérifiée
Appui	5,390	3,39	0	4,37	9666,20	2,43	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [4] :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec : h = 21 cm ; b_0 = 10 cm ; d = 18,9 cm ; L = 4,20 m ; M_{tser} = 6,80 KNm ; M_0 = 14,77 KNm ; A_s = 3,39 cm² ; f_e = 500 MPa

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,05 \prec 0,0625$…….non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,017 \succ 8,4.10^{-3}$……..non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,05 \prec 0,063$…….non vérifiée

Aucune des conditions n'est vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \underline{f}$ [2].

f_i = Flèche due aux charges instantanées

f_v = Flèche due aux charges de longues durées

Tel que: $\underline{f} = \frac{L}{500} = 0{,}84$ cm ($L \leq 5$m)

- **Position de l'axe neutre "y_1" [2] :**

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h - h_0)\, b_0(\frac{h - h_0}{2} + h_0) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I_0" [2] :**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [4] :**

$$I_{fi} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \lambda_1 \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_1 = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{\delta\,(2 + 3\frac{b_0}{b})}$ ……. pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\,(2 + 3\frac{b_0}{b})}$ ……. pour la déformation différée

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$ …… pourcentage des armatures

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\,\delta\,\sigma_s + f_{t28}}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$

Les résultats seront récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Calcul de la flèche des poutrelles

M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y_1(cm)	δ	σ_s(MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0(cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)
6,80	3,39	7,19	0,0179	106,13	2,38	0,95	0,621	23612,885	10481,99	14851,33

- **Calcul des modules de déformation :**

  $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2$ MPa

  $E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40$ MPa

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10\, E_i I_{fi}} = 0{,}355$ cm

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10\, E_v I_{fv}} = 0{,}753$ cm

  $\Delta_{ft} = f_v - f_i = 0{,}398$ cm $\prec \underline{f} = 0{,}84$ cm……vérifiée

- **Calcul des armatures transversales et espacement :**

  L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance Fe E 24

  (fe = 235 MPa)

  - **" BAEL 91 modifié 99" [2] :**

    - $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e}$ (K =1 pas de reprise de bétonnage)
    - $S_t \leq$ Min (0,9d ; 40 cm)
    - $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq$ Max ($\frac{\tau_u}{2}$; 0,4 MPa)

- **" RPA 2024" [1] :**

  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003\, b_0$
  - $S_t \leq$ Min ($\frac{h}{4}$; $12\phi_l$)..... Zone nodale
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$……..Zone courante

Avec :

$\phi_t \leq$ Min ($\frac{h}{35}$; ϕ_l ; $\frac{b}{10}$)

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\phi_t \leq$ Min (0,6cm ; 1,2cm ; 1cm) = 0,6 cm

On adopte : ϕ_t **= 6 mm**

Donc :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :**

  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 9{,}04.10^{-3}$ cm
  - $S_t \leq 17{,}01$ cm
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}017$ cm

- **Selon le RPA 2024 [1] :**

  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}03$ cm
  - $S_t \leq 5{,}25$……..Zone nodale
  - $S_t \leq 10{,}5$……..Zone courante

Choix des armatures :

On adopte : $\mathbf{A_t = 2\Phi_6 = 0{,}57\ cm^2}$

Choix des espacements :

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}03$ cm $\Rightarrow S_t \leq 19$ cm

Donc : $S_t = 5$ cm……Zone nodale

$S_t = 10$ cm……..Zone courante

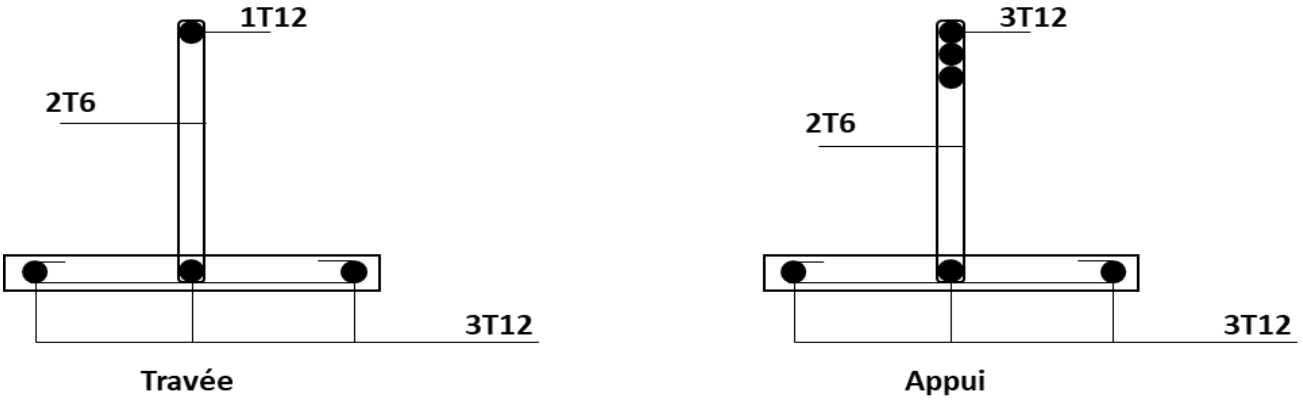


Figure III.15 Schéma de ferraillage des poutrelles

Ferraillage de la dalle de compression :

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

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

Si : $50 \leq L_1 \leq 80$ cm $\Rightarrow A_1 = \frac{4\,L_1}{f_e}$

$L_1 \leq 50$ cm $\Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$

Avec :

L_1 : Distance entre axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_P)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (A_r)

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

$F_e = 520$ MPa (quadrillage de TS.TIE 520 → $\phi \leq 6$mm)

On a L = 65 cm

Donc on obtient : $A_1 = 0{,}5$ cm²/ml

On prend : 5T6 = 1,41 cm²

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

Armatures de répartition :

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}71$ cm²

Soit : 5T6 = 1,41 cm² → S_t = 20 cm

Conclusion :

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

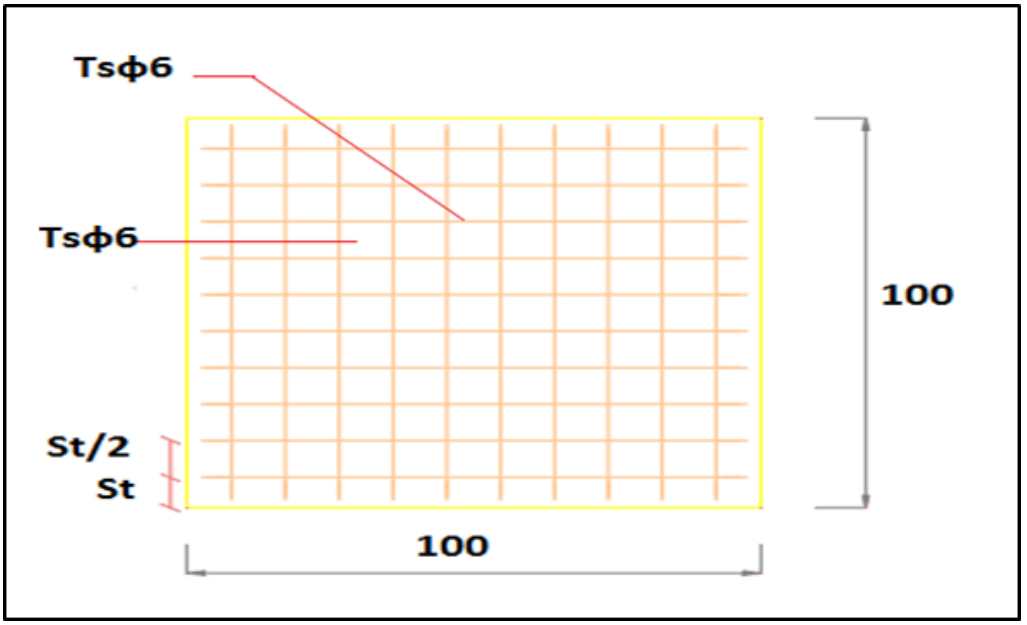


Figure III.16 Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.7. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois, ou quatre appuis. Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis et le calcul se fait en choisissant la dalle la plus sollicitée.

h. Evaluation des charges :

G = 6,39 KN/m² , Q = 2,5 KN/m²

ELU :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,38 KN/m²

ELS :

q_s = G +Q = 8,89 KN/m²

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{5,4} = 0,77 \succ 0,4$ ⇒ la dalle travaille dans les deux sens

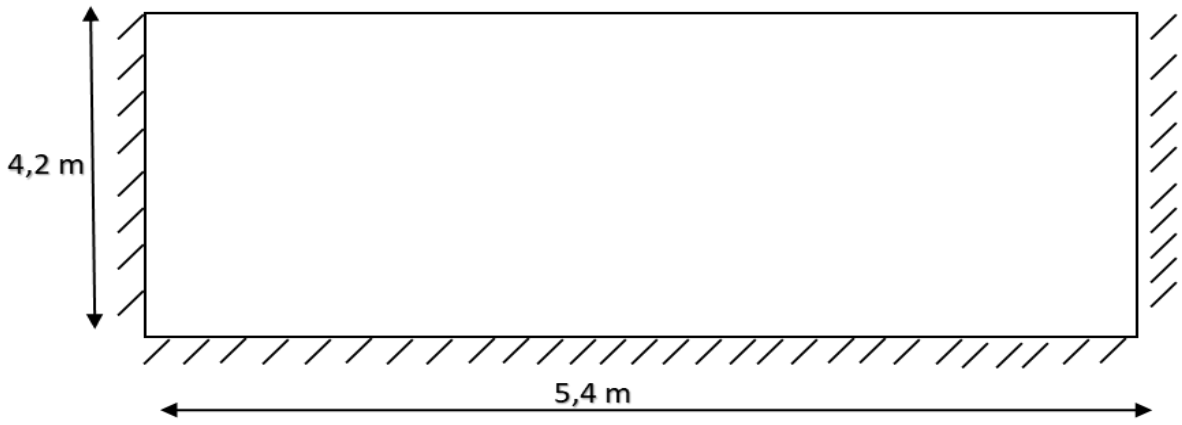


Figure III.17 Dimension de la dalle de compression

i. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x\, q_u\, L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y\, M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : Coefficient de poisson 0 à l'ELU

0,2 à L'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2]

$\rho = 0,77 \Rightarrow \mu_x = 0,0596$

$\mu_y = 0,5440$

$M_x = \mu_x\, q_u\, L_x^2 = 13,02$ KNm

$M_y = \mu_y\, M_x = 7,08$ KNm

- Moment en travée :
  $M_{tx} = 0,75\, M_x = 9,77$ KNm
  $M_{ty} = 0,75\, M_y = 5,31$ KNm

- Moment sur appui :
  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5\, M_x = 6,51$ KNm

j. Ferraillage de la dalle :

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d= 0,9h = 13,5 cm ; f_e = 500 MPa ; f_{t28} = 2,1 Mpa ; c = 3 cm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M_u (KNm)	μ	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	choix	A_s^{adop} (cm²)	Esp (cm)
Travée	x-x	9,77	0,0378	0	0,048	13,24	1,70	4T8	2,01	25
	y-y	5,31	0,0205	0	0,026	13,36	0,91	4T8	2,01	25
Appui	x-x	6,51	0,025	0	0,032	13,33	1,12	4T8	2,01	25
	y-y									

k. **Condition de non fragilité :**

$A_x \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2}$ bh = 1,34 cm²

$A_y \geq \rho_0$ bh = 1,2 cm²

Avec :

ρ_0 = 0,8‰ pour les barres à haute adhérence

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,77$

a. Travée :

- Sens x-x : A_x = 2,01 cm² ≻ A_s^{min} = 1,34 cm²…….vérifiée
- Sens y-y : A_y = 2,01 cm² ≻A_s^{min} = 1,20 cm²…….vérifiée

b. Appui :

- Sens x-x : A_x = 2,01 cm² ≻ A_s^{min} = 1,34 cm²…….vérifiée
- Sens y-y : A_y = 2,01 cm² ≻ A_s^{min} = 1,20 cm²…….vérifiée

c. Espacement :

- Travée :

Sens x-x : esp = $\frac{100}{4}$ = 25 cm ≺ Min (3h , 33 cm) = 33 cm ……vérifiée

Sens y-y : esp = $\frac{100}{4}$ = 25 cm ≺ Min (4h , 45 cm) = 45 cm ……vérifiée

- **Appui :**

Sens x-x : esp = $\frac{100}{4}$ = 25 cm ≺ Min (3h , 33 cm) = 33 cm…….vérifiée

Sens y-y : esp = $\frac{100}{4}$ = 25 cm ≺ Min (4h , 45 cm) = 45 cm…….vérifiée

d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \underline{\tau}_u = 0{,}05\ f_{c28} = 1{,}25\ \text{MPa}$$

$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y}$ = 20,34 KN

$T_y = \frac{q_u L_x}{3}$ = 17,33 KN

T_u^{max} = Max (T_x ; T_y) = 20,34 KN

$\tau_u = \frac{20{,}34\ x\ 10^3}{1000x135}$ = 0,151 MPa ≺ $\underline{\tau}_u$ = 1,25 MPa……..vérifiée

e. Vérification à l'ELS :

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$ = 0,77 ⇒ μ_x = 0,0661

μ_y = 0,6710

$M_x = \mu_x\, q_{ser}\, L_x^2$ = 10,37 KNm

$M_y = \mu_y\, M_x$ = 6,96 KNm

- Travée :

M_{tx} = 0,75 M_x = 7,78 KNm

M_{ty} = 0,75 M_y = 5,22 KNm

- Appui :

M_a = 0,5 M_x = 5,19 KNm

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma_{bc}}$ = 0,6 f_{c28} = 15 MPa

Tableau III.20 : Vérification à L'ELS de la dalle pleine

	Sens	M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,78	2,01	0,48	3713,96	1	15	Vérifiée
	y-y	5,22	2,01	0,48	3713,96	0,67	15	Vérifiée
Appui	x-x	5,19	2,01	0,48	3713,96	0,67	15	Vérifiée
	y-y							

f. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire cette vérification si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [4]

1. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20\,M_x} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0{,}035 \geq 0{,}035$…….vérifiée
2. $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0{,}035 \geq 0{,}028$ à $0{,}037$…….vérifiée
3. $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1{,}48.10^{-3} \leq 4.10^{-3}$…….vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

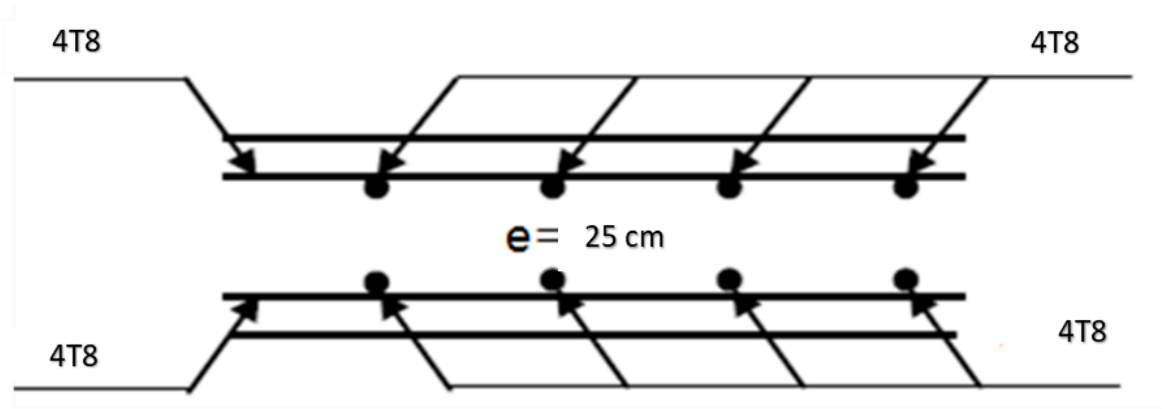


Figure III.18 Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

III.5 Escalier :

III.5.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : Escalier balancé

III.5.2 Définition des éléments d'un escalier :

On appelle ≪ marche ≫ la partie horizontale des gradins constituant l'escalier, et ≪ contre marche ≫ la partie verticale de ces gradins.

Avec :

h : Hauteur de la marche

g : largeur de la marche (giron)

L : Longueur horizontale de la marche

H : Hauteur verticale de la paillasse

La méthode de HERSE sera la méthode utilisée car elle fonctionne dans tous les cas : quart ou demi tournant avec ou sans jour à l'intérieur de l'escalier

III.5.3 Dimensionnement de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de trois volées :

On prend : h = 17 cm , g = 30 cm

- **Volée 1 :**

L_1 = (5x30) + 148 = 298 cm

H_1 = n x h = 6x17 = 102 cm

$\tan\alpha = \frac{102}{298} \Rightarrow \alpha = 18{,}89$

$L_{paillasse} = \frac{2{,}98}{\cos 18{,}89} = 3{,}14$ m

$\frac{314}{30} \leq e \leq \frac{314}{20} \quad \Rightarrow \; 10{,}46 \leq e \leq 15{,}70 \quad \Rightarrow e = 15$ cm

- **Volée 2 :**

L_2 = (7x30) + 148 = 358 cm

H_2 = n x h = 8x17 = 136 cm

$\tan\alpha = \frac{136}{358} \Rightarrow \alpha = 20{,}80$

$L_{paillasse} = \frac{3{,}58}{\cos 20{,}80} = 3{,}82$ m

$\frac{382}{30} \leq e \leq \frac{382}{20} \quad \Rightarrow \; 12{,}73 \leq e \leq 19{,}10 \quad \Rightarrow e = 15$ cm

- **Volée 3 :**

L_3 = 305

H_3 = n x h = 6x17 = 102 cm

$\tan\alpha = \frac{102}{305} \Rightarrow \alpha = 18,49$

$L_{paillasse} = \frac{3,05}{\cos 18,49} = 3,21$ m

$\frac{321}{30} \leq e \leq \frac{321}{20} \quad \Rightarrow 10,7 \leq e \leq 16,05 \quad \Rightarrow e = 15$ cm

Donc on prendra **e = 15 cm**

III.5.4 Evaluation des charges :

a. Charge permanente :

Poids propre de la paillasse 1 $= (\frac{25\ x\ 0,15}{\cos 18,89}) =$……..…3,96 KN/m²

Poids propre de la paillasse 2 $= (\frac{25\ x\ 0,15}{\cos 20,80}) =$ ……..…4,01 KN/m²

Poids propre de la paillasse 3 $= (\frac{25\ x\ 0,15}{\cos 18,49}) =$ ……..…3,95 KN/m²

Poids propre de la marche $= (\frac{25\ x\ 0,15}{2}) =$……1,88 KN/m²

Tableau III.21 : Charge permanente de la paillasse

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m³)	Masse surfacique (KN/m²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Enduit en ciment	2	18	0,36
Poids propre de la paillasse	-	-	4,01
Poids propre de la marche	-	-	1,88
Poids propre garde-corps	-	-	1
Charge permanente G			8,63

b. Charge d'exploitation :

Q = 2,5 KN/m²

c. Combinaison des charges :

- E.L.U :

N_u = 1,35 G + 1,5Q = 15,40 KN/m

- E.L.S :

N_s = G + Q = 11,13 KN/m

d. Ferraillage de l'escalier :

d.1 Calcul statique de l'escalier :

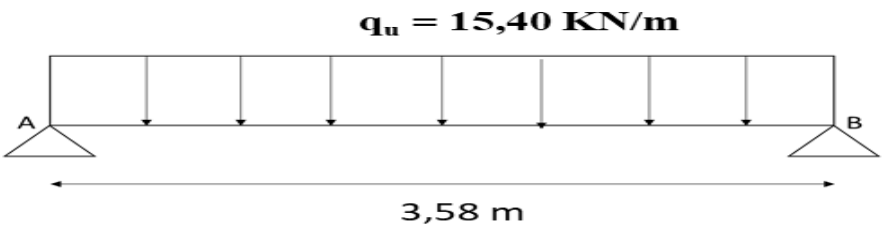


Figure III.19 Schéma statique de l'escalier à L'E.L.U

$\sum F_H = 0 \Rightarrow 0 = 0$

$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 15,4 \times 3,58 = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B = 55,14$

$\sum M_{F/A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3,58 - 15,40 \times 3,58 \times 1,79 = 0$

$\Rightarrow 3,58\ R_B = 98,69$

$\Rightarrow$ **R_B = 27,57 KN**

$\sum M_{F/B} = 0 \Rightarrow 15,40 \times 3,58 \times 1,79 - 3,58\ R_A = 0$

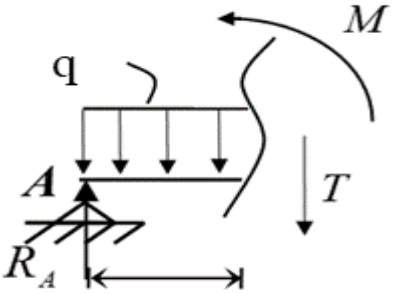
$\Rightarrow 3,58\ R_A = 98,69$

$\Rightarrow$ **R_A = 27,57 KN**

$\sum F_V = 0 \Rightarrow 27,57 + 27,57 - 55,14 = 0$

$\Rightarrow 0 = 0$

Tronçon AB : $0 \leq x \leq 3,58$



N (x) = 0

$T(x) - R_A + q_x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_x$

$\Rightarrow T(x) = 27,57 - 15,40\,x$

$\Rightarrow$ **T (0) = 27,57 KN**

$\Rightarrow$ **T (3,58) = - 27,56 KN**

$M(x) - R_A x + \frac{qx^2}{2} \Rightarrow M(x) = R_A x - \frac{qx^2}{2}$

$\Rightarrow M(x) = 27,57x - 7,7x^2$

$\Rightarrow$ **M(0) = 0**

$\Rightarrow$ **M(3,58) = 0,014 KNm**

$\frac{dM}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 27,57 - 15,4x = 0 \Rightarrow 27,57 = 15,4x$

$\Rightarrow$ **x = 1,79**

M (1,79) = 24,67 KNm

- Travée :

$M_T = 0,8\ M_{max} = 0,8 \times 24,67$

M_T = 19,74 KNm

- Appui :

$M_A = 0,3\ M_{max} = 0,3 \times 24,67$

M_A = 7,40 KNm

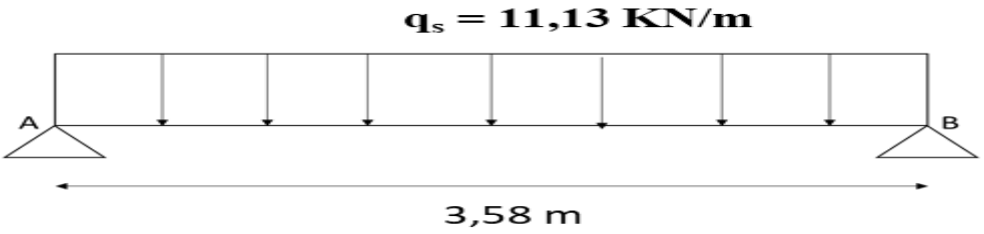


Figure III.20 Schéma statique de l'escalier à L'E.L.S

Tableau III.22 : Valeur des réactions , moments et efforts tranchants de l'escalier

R_A (KN)	R_B (KN)	x (m)	T (KN)	M (KNm)
19,92	19,92	0	19,92	0
/	/	3,58	- 19,92	0,054
/	/	1,78	/	17,84

- Travée :

$M_T = 0,8\ M_{max} = 0,8 \times 17,84$

$\mathbf{M_T = 14,27\ KNm}$

- Appui :

$M_A = 0,3\ M_{max} = 0,3 \times 17,84$

$\mathbf{M_A = 5,35\ KNm}$

d.2 Calcul du ferraillage :

b = 1 m ; h = 15 cm ; d = 0,9h = 12 cm ; c = 3 cm

Tableau III.23 : Calcul du ferraillage des escaliers

Localisation	M_u (KN m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm²)	Choix	A'_s (cm²)
Travée	19,74	0,096	0,126	11,39	3,98	4T12 = 4,52	4T10 = 3,14
Appui	7,40	0,036	0,045	11,78	1,44	4T12 = 4,52	4T10 = 3,14

Localisation	d_{ex} (cm)	d (cm)	A_{ST} (cm²)	A_{SCNF} (cm²)	As_{min} (cm²)	As_{max} (cm²)	Vérification
Travée	10,8	12	7,66	1,04	7,5	60	vérifiée
Appui	10,8	12	7,66	1,04	7,5	60	vérifiée

Tableau III.24 : Vérification à L'ELS des escaliers

Localisation	M_{ser} (KNm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
Travée	14,27	7928,28	0,8	15	279,43	250	Vérifiée
Appui	5,35	7928,28	0,3	15	104,76	250	Vérifiée

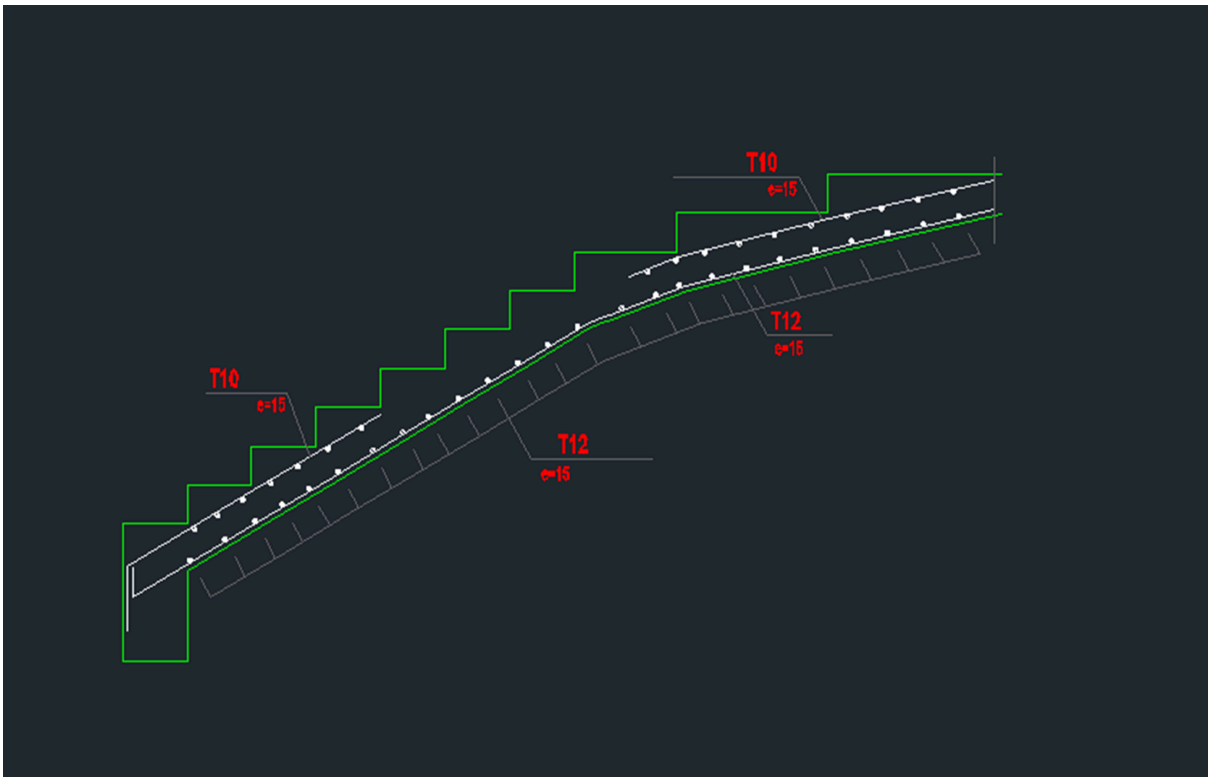


Figure III.21 Schéma de ferraillage de l'escalier

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1 Introduction :

Le tremblement de terre provient de la fissuration des roches en profondeur. Cette fissuration est due à une accumulation d'énergie qui se libère et se traduit en surface par des vibrations du sol. Il fait partie des catastrophes naturelles les plus destructrices non par les tremblements mais à cause des effets directs et indirects tels que les effondrements, les glissements de terrains etc…

Les mouvements de sols produits lors d'un séisme provoquent des déplacements des bâtiments et diminue la résistance de celle- ci due à une amplification au niveau des appuis du bâtiment. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol, ce qui implique de faire une étude parasismique pour connaître le comportement dynamique du bâtiment.

Pour cela il existe des règlements parasismiques pour ce type de calcul donc le règlement parasismique Algérien (RPA) qui préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zone sismique.

IV.2 But de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. La simplification de cette étude fait appel à la modélisation qui permet de simplifier la complexité de l'étude.

IV.3 Modélisation :

La modélisation est la recherche simplifiée qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure. Lors de l'analyse dynamique, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière en tenant compte le plus possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure. Ce qui requiert l'utilisation d'un outil informatique et dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour le logiciel ETABS.

IV.4 Etude sismique :

L'analyse du comportement dynamique de la structure vis à vis de la sécurité sismique par le biais d'un modèle analytique adéquat est une phase indispensable du calcul des structures et permet de définir les caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences, modes propres etc…

1. **Choix de la méthode de calcul :**

   Les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

   - Méthode statique équivalente
   - Méthode d'analyse modale spectrale
   - Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

   Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies dans le cas du bâtiment étudié vu que selon le RPA 99 version 2024 elle est valable quand :

   - Le bâtiment, ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI)

- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées ci dessus et les conditions complémentaires suivantes :

Zone VI : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux et 17 m

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique vu que d'après le RPA 99 version 2024, elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de la méthode statique d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. La sollicitation sismique est décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure permet le calcul des modes propres.

2. **Spectre de réponse :**

Le spectre de réponse défini par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2024, donne sa fonction par le système d'équation suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2{,}5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ \left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ \left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right] \cdot \left[\frac{T_2}{T}\right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ \left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2}\right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA 2024, Tab 3.2)

S : coefficient de site (RPA 2024, Tab 3.3 et 3.4)

Q_F : facteur de qualité (RPA 2024, Tab 3.18)

I : coefficient d'importance (RPA 2024, Tab 3.10)

R : coefficient de comportement de la structure (RPA 2024, Tab 3.17)

T_1 , T_2 : limite inférieure et supérieure des périodes correspondants au palier d'accélération spectrale constante (RPA 2024, Tab 3.4)

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

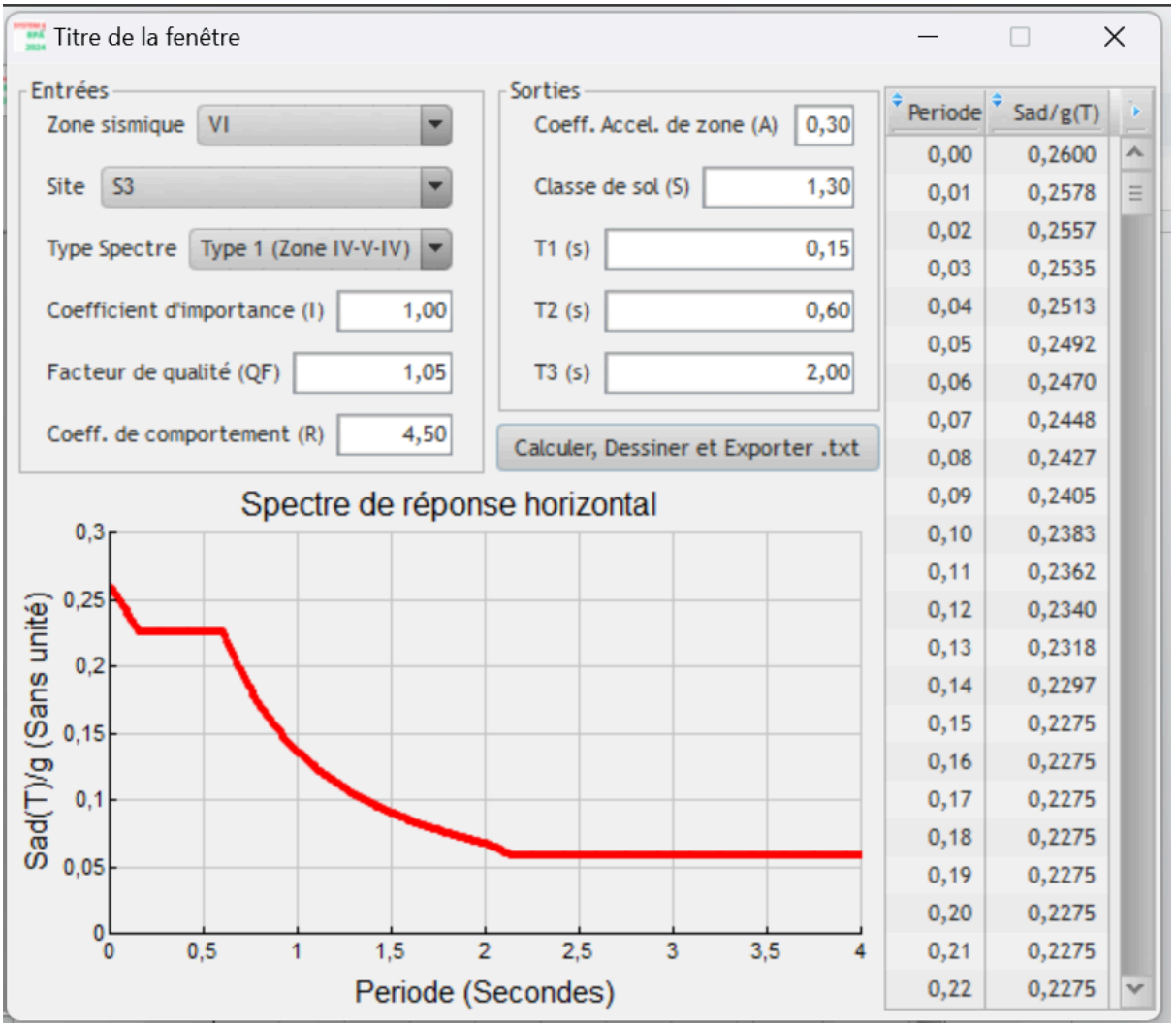


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.5 Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Si (Vt ≤ 0.8V), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0,80\,V}{V_t}$).

IV.6 Résultats de la structure initiale :

L'analyse de la structure initiale (structure sans voile) a été conduite pour déterminer les caractéristiques dynamiques suivantes :

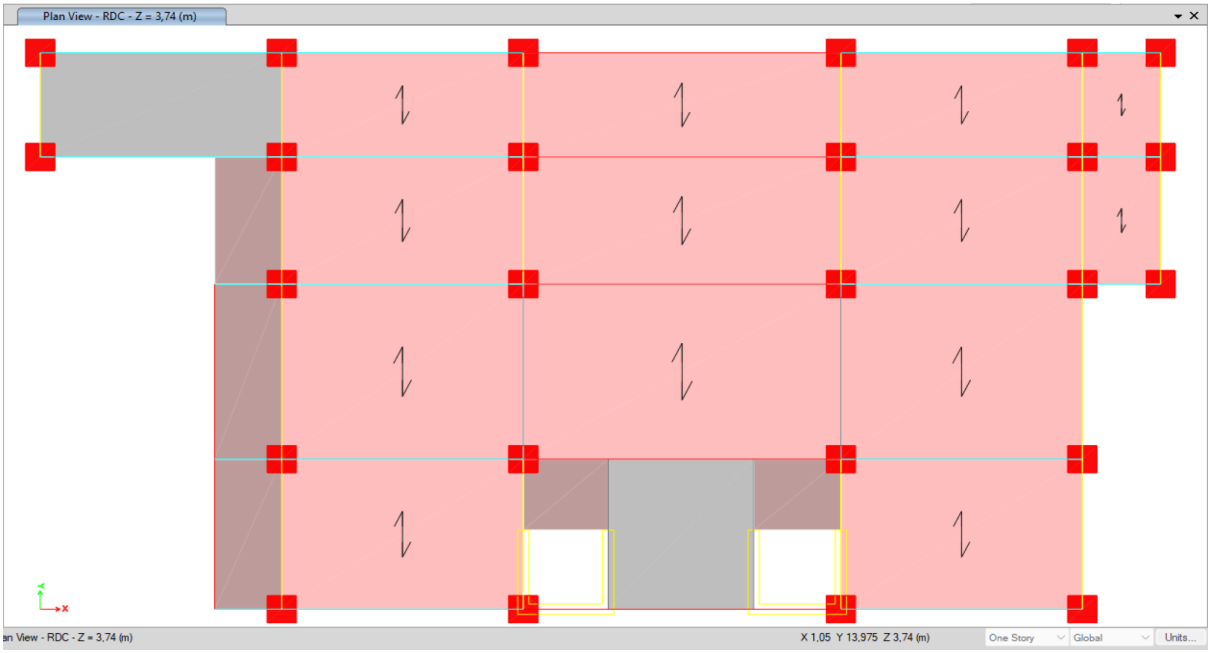


Figure IV.2 : Structure initiale sans voile

Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Facteur de participation massique (%)							
Modes	Périodes	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,66	0,3142	0,1682	0	0,3142	0,1682	0
2	1,434	0,1826	0,4911	0	0,4968	0,6593	0
3	1,025	0,2163	0,022	0	0,7131	0,6813	0
4	0,59	0,0694	0,0155	0	0,7825	0,6968	0
5	0,457	0,0143	0,1447	0	0,7968	0,8415	0
6	0,331	0,0201	0,0022	0	0,8169	0,8437	0
7	0,308	0,0665	0,0035	0	0,8834	0,8472	0
8	0,226	0,0163	0,002	0	0,8996	0,8492	0
9	0,218	0,0004	0,0582	0	0,9	0,9074	0
10	0,167	0,0116	0,0001	0	0,9116	0,9075	0
11	0,148	0,0239	0,0015	0	0,9355	0,9089	0
12	0,131	0,0042	0,0068	0	0,9398	0,9158	0

Remarque :

- ✓ Le premier mode est un mode de translation dans le sens X-X
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation dans le sens Y-Y
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation
- ✓ La participation massique atteint les 90% dans les deux sens à partir du 9ème mode

IV.7 Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule :

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g} (T_0) .W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$ (T_0) : Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

λ = 0,85 si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

1 autrement

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i »

Le RPA 99 version 2024 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ n étant le nombre de niveaux

où :

$W_i = W_{GI} + \psi.W_{Qi}$ pour tous les niveaux i de la structure

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels solidaires de la structure

W_{Qi} : Charge d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

- **Coefficient de correction λ :**

$\lambda = 0{,}85$ si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux
1 autrement

Notre bâtiment a plus de 2 niveaux ⇒ $\lambda = 0{,}85$

- **Poids sismique totale du bâtiment W :**
Pour l'estimation des charges permanentes et charges d'exploitation appliquées les valeurs suivantes ont été considérées :

Tableau IV.2 : Charges et surcharges des planchers

$G_{étage\ courant}$: 5,63 KN/m²	$Q_{étage\ courant}$: 1,5 KN/m²
$G_{terrasse}$: 6,53 KN/m²	$Q_{terrasse}$ = 1 KN/m²

$$W_i = W_{GI} + \psi.W_{Qi}$$

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ, pour la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés Bâtiments recevant du public temporairement	0,2
2		
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0,3
2b	Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,4
3	Entrepôts, hangars	0,5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci -dessus	0,60

W = 38612,7286 KN

- **Période T utilisée pour le calcul :**

$$T_{empirique} = C_T.\ (h_N)^{3/4}$$

Avec :
$T_{empirique}$: Période fondamentale

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Autres types de structures	0,050

Tableau IV.5 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{Calcul} < 1,3\ T_{empirique}$	$T_0 = T_{Calcul}$
$T_{Calcul} \geq 1,3\ T_{empirique}$	$T_0 = 1,3\ T_{empirique}$

- **Hauteur du bâtiment**

$$h_N = 44,54 \text{ m}$$

- **Période de calcul (extrait du logiciel de calcul ETABS)**

T_{Calcul} (X-X) = 1,66 sec
T_{Calcul} (Y-Y) = 1,434 sec

Tableau IV.6 : Valeur de la période (T_0)

	T_{Calcul}	$T_{empirique}$	$1,3T_{empirique}$
X-X	1,66	0,862	1,121
Y-Y	1,434	0,862	1,121

$T_{Calcul} \geq 1,3\ T_{empirique} \Rightarrow T_0 = 1,3T_{empirique}$ suivant X-X
$T_{Calcul} \geq 1,3\ T_{empirique} \Rightarrow T_0 = 1,3T_{empirique}$ suivant Y-Y

T_0 (X-X) = 1, 121 sec
T_0 (Y-Y) = 1,121 sec

- **Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0**

$\frac{S_{ad}}{g}$ (T_0) = 0,1219 suivant X-X

$\frac{S_{ad}}{g}$ (T_0) = 0,1219 suivant Y-Y

- **Calcul de l'effort tranchant à la base sismique**

$V_X = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_{0x})\ W = 0,85 \times 0,1219 \times 38612,7286$

$V_X = 4000,85$ KN

$V_Y = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_{0y})\ W = 0,85 \times 0,1219 \times 38612,7286$

$V_Y = 4000,85$ KN

- **Calcul de l'effort tranchant à la base de calcul (ETABS)**

$V_{tx} = 2172,5702$ KN
$V_{ty} = 2411,7246$ KN

$V_{tx} \succ 0,8\ V_X \Rightarrow 2172,5702 > 0,8 \times 4000,85 = 3200,68$ KN Condition non vérifiée

$V_{ty} \succ 0,8\ V_Y \Rightarrow 2411,7246 > 0,8 \times 4000,85 = 3200,68$ KN Condition non vérifiée

$$r_x = \frac{0,8\ V_X}{V_{tx}} = 1,47$$

$$\Rightarrow$$

$$r_y = \frac{0,8\ V_Y}{V_{ty}} = 1,32$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par $\mathbf{r_x}$ soit par $\mathbf{r_y}$ (selon les cas).

IV.8 Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99 version 2024, concerne les déplacements inter étages. Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = r \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

En effet selon le RPA 99 version 2024, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \underline{\Delta}_k$$

Δ_k : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

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

- **Déplacement limite :** $\underline{\Delta}_k$

Tableau IV.7 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite : $\underline{\Delta}_k$
Bâtiment en Acier	0,0200 h_k
Bâtiment en Béton Armé	0,0150 h_k
Bâtiment en PAF	0,0100 h_k
Bâtiment en Bois	0,0150 h_k
Bâtiment en Maçonnerie Chaînée	0,0100 h_k
h_k est la hauteur du niveau "k"	

$$\underline{\Delta}_k = 0{,}0150\ h_k$$

- **Coefficient de comportement :**

Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient de comportement, R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
1	Système à ossature	5,5 [(a)]
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5,5[(a)]
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5[(a)]
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4,5[(b)]
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4,5[(b)]
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3[(b)]
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3[(b)]
8	Système en pendule inversé	2[(c)]
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1,5[(c)]

R = 4,5

- **Facteur de qualité :**

Tableau IV.9 :Valeurs des Pondérations Pq

Catégorie	Critère q	P_q Observé	P_q N/observé
(a)	1. Régularité en plan 2. Régularité en élévation 3. Conditions minimales sur le nombre d'étage 4. Conditions minimales sur les travées	0 0 0 0	0,05 0,20 0,20 0,10
(b)	1. Régularité en plan 2. Régularité en élévation 3. Redondance en plan	0 0 0	0,05 0,20 0,05

$$\mathbf{Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q = 1 + 0{,}05 = 1{,}05}$$

$Q_F = 1{,}05$

- **Rapport des paramètre de la réponse :**

$r_x = 1,47$ $r_y = 1,32$

- **Vérification des déplacements inter étage :**

Tableau IV.10 :Vérification des déplacements inter étage suivant X-X

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^{x} (cm)	δ_{k}^{x} (cm)	Δ_{k}^{x} (cm)	$\underline{\Delta}$(cm)	Observation
12	44,54	7,3545	46,33	2,78	5,1	Vérifiée
11	41,14	6,9128	43,55	3,34	5,1	Vérifiée
10	37,74	6,3832	40,21	3,89	5,1	Vérifiée
9	34,34	5,7666	36,32	3,82	5,1	Vérifiée
8	30,94	5,1592	32,50	4,05	5,1	Vérifiée
7	27,54	4,5174	28,45	3,84	5,1	Vérifiée
6	24,14	3,906	24,6078	4,01	5,1	Vérifiée
5	20,74	3,2694	20,59	3,83	5,1	Vérifiée
4	17,34	2,6605	16,76	3,97	5,1	Vérifiée
3	13,94	2,0306	12,79	4,02	5,1	Vérifiée
2	10,54	1,3926	8,77	3,63	5,1	Vérifiée
1	7,14	0,8168	5,14	3,23	5,1	Vérifiée
RDC	3,74	0,3038	1,91	1,91	5,61	Vérifiée

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

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^{y} (cm)	δ_{k}^{y} (cm)	Δ_{k}^{y} (cm)	$\underline{\Delta}$(cm)	observation
12	44,54	8,5784	48,52	3,69	5,1	Vérifiée
11	41,14	7,9249	44,83	4,18	5,1	Vérifiée
10	37,74	7,1873	40,65	4,43	5,1	Vérifiée
9	34,34	6,4038	36,22	4,38	5,1	Vérifiée
8	30,94	5,6289	31,84	4,4	5,1	Vérifiée
7	27,54	4,8514	27,44	4,24	5,1	Vérifiée
6	24,14	4,1011	23,20	4,2	5,1	Vérifiée
5	20,74	3,3592	19	4,01	5,1	Vérifiée
4	17,34	2,6508	14,99	3,91	5,1	Vérifiée
3	13,94	1,9596	11,08	3,73	5,1	Vérifiée
2	10,54	1,3004	7,35	3,28	5,1	Vérifiée
1	7,14	0,7199	4,07	2,66	5,1	Vérifiée
RDC	3,74	0,2502	1,41	1,41	5,61	Vérifiée

IV.9 Renforcement de l'ossature du bâtiment :

L'effort tranchant à la base donné par l'ETABS est inférieur à l'effort tranchant à la base calculé ce qui implique l'augmentation de tous les paramètres de réponse et l'introduction des voiles. Vu que le RPA 2024 exige également l'introduction des voiles en zone sismique très élevées, notre bâtiment sera donc doté de voile pour la suite de l'analyse et disposés de manière à ce que toutes les vérifications soient admissibles.

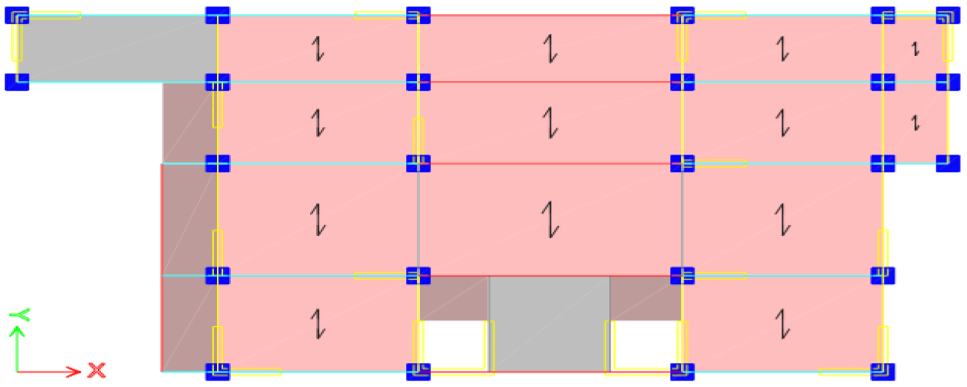


Figure IV.3 : Structure avec voile

IV.10 Résultats de la structure finale :

L'analyse de la structure finale (structure avec voile) a été conduite pour déterminer les caractéristiques dynamiques suivantes :

Tableau IV.12 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Facteur de participation massique (%)							
Modes	Périodes	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	1,107	0,6141	0,0004	0	0,6141	0,0004	0
2	0,995	1,435E-06	0,7028	0	0,6141	0,7033	0
3	0,782	0,1056	0,0012	0	0,7197	0,7045	0
4	0,334	0,104	0,005	0	0,8237	0,7096	0
5	0,295	0,0054	0,1438	0	0,8292	0,8534	0
6	0,23	0,0224	0,0001	0	0,8516	0,8535	0
7	0,164	0,042	0,0055	0	0,8936	0,859	0
8	0,142	0,0059	0,0519	0	0,8995	0,9109	0
9	0,112	0,0089	0,0001	0	0,9084	0,911	0
10	0,098	0,0224	0,005	0	0,9308	0,916	0
11	0,085	0,0049	0,0265	0	0,9357	0,9425	0
12	0,067	0,0031	4,46E-06	0	0,9388	0,9425	0

Remarque :

✓ Le premier mode est un mode de translation dans le sens X-X
✓ Le deuxième mode est un mode de translation dans le sens Y-Y
✓ Le troisième mode est un mode de rotation
✓ La participation massique atteint les 90% dans les deux sens à partir du 9ème mode

IV.11 Evaluation de la force sismique :

- **Poids sismique totale du bâtiment W :**

W = 46420,5311 KN

- **Période T utilisée pour le calcul :**

Tableau IV.13 : Valeur de la période (T_0)

	T_{Calcul}	$T_{empirique}$	$1,3T_{empirique}$
X-X	1,107	0,862	1,121
Y-Y	0,995	0,862	1,121

$T_{Calcul} < 1,3\ T_{empirique} \Rightarrow T_0 = T_{Calcul}$ suivant X-X
$T_{Calcul} < 1,3\ T_{empirique} \Rightarrow T_0 = T_{Calcul}$ suivant Y-Y

T_0 (X-X) = 1,107 sec
T_0 (Y-Y) = 0,995 sec

- **Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0**

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,1230$ suivant X-X

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,1365$ suivant Y-Y

- **Calcul de l'effort tranchant à la base sismique**

$V_X = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x})\ W = 0,85 \times 0,1230 \times 46420,5311$

$V_X = 4853,26$ KN

$V_Y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y})\ W = 0,85 \times 0,1365 \times 46420,5311$

$V_Y = 5385,94$ KN

- **Calcul de l'effort tranchant à la base de calcul (ETABS)**

$V_{tx} = 3654,0102$ KN
$V_{ty} = 4303,1933$ KN

$V_{tx} \succ 0,8\ V_X \Rightarrow 3654,0102 > 0,8 \times 4853,26 = 3882,61$ KN Condition non vérifiée
$V_{ty} \succ 0,8\ V_Y \Rightarrow 4303,1933 > 0,8 \times 5385,94 = 4308,75$ KN Condition non vérifiée

$$r_x = \frac{0{,}8\,V_X}{V_{tx}} = 1{,}06$$

$$\Rightarrow$$

$$r_y = \frac{0{,}8\,V_Y}{V_{ty}} = 1$$

$r_x = 1{,}06$ $r_y = 1$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par $\mathbf{r_x}$ soit par $\mathbf{r_y}$ (selon les cas).

IV.12 Vérification des déplacements inter étage :

- **Déplacement limite :** $\underline{\Delta}_k$

$$\underline{\Delta}_k = 0{,}0150\ h_k$$

- **Coefficient de comportement :**

R = 4,5 (Système de contreventement constitué par des voiles)

- **Facteur de qualité :**

$$Q_F = 1{,}05$$

- **Rapport des paramètre de la réponse :**

$r_x = 1{,}06$ $r_y = 1$

- **Vérification des déplacements inter étage :**

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étage suivant X-X

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^{x} (cm)	δ_{k}^{x} (cm)	Δ_{k}^{x} (cm)	$\underline{\Delta}$(cm)	observation
12	44,54	5,6184	25,52	1,55	5,1	Vérifiée
11	41,14	5,2777	23,97	1,67	5,1	Vérifiée
10	37,74	4,9093	22,30	1,86	5,1	Vérifiée
9	34,34	4,5006	20,44	2,05	5,1	Vérifiée
8	30,94	4,0503	18,39	2,22	5,1	Vérifiée
7	27,54	3,5613	16,17	2,35	5,1	Vérifiée
6	24,14	3,0427	13,82	2,45	5,1	Vérifiée
5	20,74	2,5036	11,37	2,48	5,1	Vérifiée
4	17,34	1,9585	8,89	2,43	5,1	Vérifiée
3	13,94	1,4223	6,46	2,29	5,1	Vérifiée
2	10,54	0,9196	4,17	1,98	5,1	Vérifiée
1	7,14	0,4836	2,19	1,48	5,1	Vérifiée
RDC	3,74	0,1574	0,71	0,71	5,61	Vérifiée

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter étage suivant Y-Y

Niveau	Z(m)	δ_{ek}^{y} (cm)	δ_{k}^{y} (cm)	Δ_{k}^{y} (cm)	$\underline{\Delta}$(cm)	observation
12	44,54	5,0469	21,62	1,5	5,1	Vérifiée
11	41,14	4,6967	20,12	1,63	5,1	Vérifiée
10	37,74	4,3166	18,49	1,76	5,1	Vérifiée
9	34,34	3,905	16,73	1,87	5,1	Vérifiée
8	30,94	3,4691	14,86	1,82	5,1	Vérifiée
7	27,54	3,0427	13,04	1,91	5,1	Vérifiée
6	24,14	2,5973	11,13	1,97	5,1	Vérifiée
5	20,74	2,139	9,16	1,97	5,1	Vérifiée
4	17,34	1,6796	7,19	1,93	5,1	Vérifiée
3	13,94	1,2276	5,26	1,83	5,1	Vérifiée
2	10,54	0,8017	3,43	1,59	5,1	Vérifiée
1	7,14	0,4308	1,84	1,23	5,1	Vérifiée
RDC	3,74	0,1434	0,61	0,61	5,61	Vérifiée

IV.13 Vérification spécifiques aux sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_{sd}}{B_c \cdot f_{c28}} \leq \mathbf{0,35}$$

Avec :

N_{sd} : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : section brute

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveau	N_{sd} (KN)	B_c (cm²)	ν	Obs	Observation
12	164,9822	45x45	0,032	< 0,35	Vérifiée
11	312,8255	45x45	0,061	< 0,35	Vérifiée
10	407,1251	45x45	0,080	< 0,35	Vérifiée
9	508,6192	45x45	0,100	< 0,35	Vérifiée
8	596,8062	45x45	0,117	< 0,35	Vérifiée
7	767,7062	45x45	0,151	< 0,35	Vérifiée
6	965,7555	50x50	0,154	< 0,35	Vérifiée
5	1180,0088	50x50	0,188	< 0,35	Vérifiée
4	1401,5082	50x50	0,224	< 0,35	Vérifiée
3	1635,2665	55x55	0,216	< 0,35	Vérifiée
2	1944,7928	55x55	0,257	< 0,35	Vérifiée
1	2569,0877	55x55	0,339	< 0,35	Vérifiée
RDC	3064,0469	60x60	0,34	< 0,35	Vérifiée

IV.14 Vérification vis à vis de l'effet P-Delta :

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq \mathbf{0,1}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k: Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Delta suivant X-X

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	obs	observation
12	340	2835,548	545,3417	1,41	0,021	≤ 0,1	vérifiée
11	340	6448,4865	1132,3769	1,56	0,026	≤ 0,1	vérifiée
10	340	10144,5281	1635,4596	1,72	0,031	≤ 0,1	vérifiée
9	340	13840,5697	2066,0892	1,89	0,037	≤ 0,1	vérifiée
8	340	17536,6113	2438,1743	2,06	0,043	≤ 0,1	vérifiée
7	340	21326,381	2765,5788	2,2	0,049	≤ 0,1	vérifiée
6	340	25116,1507	3064,1664	2,28	0,054	≤ 0,1	vérifiée
5	340	28905,9205	3337,2153	2,31	0,058	≤ 0,1	vérifiée
4	340	32800,0433	3581,4716	2,26	0,060	≤ 0,1	vérifiée
3	340	36694,1662	3793,9233	2,1	0,059	≤ 0,1	vérifiée
2	340	40588,289	3971,0245	1,81	0,054	≤ 0,1	vérifiée
1	340	44597,39	4097,1423	1,34	0,042	≤ 0,1	vérifiée
RDC	374	48936,8379	4151,8522	0,64	0,020	≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	obs	observation
12	340	2835,548	616,2056	1,44	0,019	≤ 0,1	vérifiée
11	340	6448,4865	1304,7839	1,56	0,022	≤ 0,1	vérifiée
10	340	10144,5281	1899,7234	1,71	0,026	≤ 0,1	vérifiée
9	340	13840,5697	2408,5779	1,84	0,031	≤ 0,1	vérifiée
8	340	17536,6113	2847,4811	1,97	0,035	≤ 0,1	vérifiée
7	340	21326,381	3232,3965	2,05	0,039	≤ 0,1	vérifiée
6	340	25116,1507	3579,8099	2,1	0,043	≤ 0,1	vérifiée
5	340	28905,9205	3893,5291	2,09	0,045	≤ 0,1	vérifiée
4	340	32800,0433	4172,0225	2,02	0,046	≤ 0,1	vérifiée
3	340	36694,1662	4411,7717	1,88	0,045	≤ 0,1	vérifiée
2	340	40588,289	4607,1265	1,63	0,042	≤ 0,1	vérifiée
1	340	44597,39	4742,8472	1,22	0,033	≤ 0,1	vérifiée
RDC	374	48936,8379	4800,7966	0,6	0,016	≤ 0,1	vérifiée

IV.14 Vérification du coefficient de comportement R :

Notre structure est classée selon le RPA 2024 comme un système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Tableau IV.19 : Vérification du coefficient de comportement suivant X-X

Sens X-X			
Section Cut	output case	V2	V3
Voile-Base	Exdy	3527,563	328,737
Ex base	4151,8624	/	/
% Voile	84,96%	/	/

Tableau IV.20 : Vérification du coefficient de comportement suivant Y-Y

Sens Y-Y			
Section Cut	output case	V2	V3
Voile-Base	Eydy	352,1687	4029,5915
Ex base	4801,647	/	/
% Voile	83,92%	/	/

CHAPITRE V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Ferraillage des poteaux :

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux d'une structure, ils jouent le rôle d'appuis pour les poutres et transmet les charges de celle-ci vers la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontal).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET ;
- Section entièrement comprimée SEC ;
- Section partiellement comprimée SPC ;

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton :** γ_b= 1,20 ; f_{c28}=25 MPa ; σ_{bc}=17,71 MPa
- **Acier :** γ_s= 1,00 Nuance FeE500 ; σ_s=500 MPa

b. Situation accidentelle :

- **Béton :** γ_b= 1,20 ; f_{c28}=25 MPa; σ_{bc} =17, 71 MPa
- **Acier :** γ_s= 1,00 ; Nuance FeE500 ; σ_s=500 MPa

V.2 Combinaison d'action:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

c. Selon BAEL 91 [2] :

a.1.ELU : Situation durable

1,35G + 1,5Q

a.2.ELS : Situation durable

G + Q

d. Selon le RPA 2024 [1] :

G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey
G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

Avec :
G = Charge permanente.
Q = Charge d'exploitation.
E = Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1. **N^{max}, M^{corr}**
2. **M^{max}, N^{corr}**
3. **N^{min}, M^{corr}**

V.3 Recommandation selon le RPA 2024 :

D'après le RPA99 version 2024, pour une zone sismique VI, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$1\% < \frac{A_S}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$1\% < \frac{A_S}{B} < 8\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :
A_s : La section d'acier
B : Section du béton [cm²]

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale est de 60ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15 cm pour la zone VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

V.4 Ferraillage :

Les résultats des efforts et ferraillages des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

2. **Situation durable :**
   Combinaison : **1,35 G + 1,5 Q**

a. **(N^{max} , M^{corr})**

Tableau V.1 : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section (cm²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	-2102,497	12,932	SET	0	0	36
1	55x55	-1849,348	25,782	SET	0	0	30,25
2							
3							
4	50x50	-1257,119	14,907	SET	0	0	25
5							
6							
7	45x45	-762,688	12,496	SET	0	0	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

b. (M^{max} , N^{corr})

Tableau V.2 : Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr})

Niveau	Section (cm²)	M^{max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	24,6169	-1121,2189	SET	0	0	36
1	55x55	43,5592	-759,9962	SET	0	0	30,25
2							
3							
4	50x50	48,108	-465,405	SET	0	0	25
5							
6							
7	45x45	64,035	-39,523	SPC	0	2,72	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

c. (N^{min} , M^{corr})

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr})

Niveau	Section (cm²)	N^{min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	-712,37	5,334	SEC	0	0	36
1	55x55	-500,380	15,011	SEC	0	0	30,25
2							
3							
4	50x50	-297,2677	19,372	SEC	0	0	25
5							
6							
7	45x45	-21,876	26,614	SPC	0	1,05	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

2. **Situation accidentelle :**
   Combinaison : **G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey**
   G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

a. **(N^{max} , M^{corr})**

Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section (cm²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	-3068,1392	46,049	SEC	0	0	36
1	55x55	-2515,730	44,341	SEC	0	0	30,25
2							
3							
4	50x50	-1411,546	83,549	SEC	0	0	25
5							
6							
7	45x45	-770,403	73,749	SEC	0	0	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

b. (M^{max} , N^{corr})

Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})

Niveau	Section (cm²)	M^{max} (KN)	N^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	155,033	-455,834	SPC	0	1,08	36
1	55x55	306,265	-564,48	SPC	0	7,63	30,25
2							
3							
4	50x50	282,219	-359,493	SPC	0	10,01	25
5							
6							
7	45x45	215,463	-156,013	SPC	0	9,89	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

c. (N^{min} , M^{corr})

Tableau V.6 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

Niveau	Section (cm²)	N^{min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm²)	A_s (cm²)	A_s^{min} RPA (cm²)
RDC	60x60	1893,316	25,195	SET	18	19,87	36
1	55x55	1468,268	21,105	SET	13,82	15,54	30,25
2							
3							
4	50x50	338,36	41,12	SET	1,51	5,25	25
5							
6							
7	45x45	224,885	33,978	SET	0,51	3,99	20,25
8							
9							
10							
11							
12							

3. **Choix des armatures :**

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison (G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey ; G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey)

Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux

Niveau	Section (cm²)	A_s^{cal} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	A_s^{max} Z.C (cm²)	A_s^{max} Z.R (cm²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm²)
RDC	60x60	19,87	36	144	288	16T25	78,54
1er,2ème ,3ème	55x55	15,54	30,25	121	242	8T25 + 8T20	64,4
4ème ,5ème,6ème	50x50	5,25	25	100	200	8T20 + 8T16	36,06
7ème,8ème,9ème	45x45	3,99	20,25	81	162	8T16 + 8T14	28,39
10ème,11ème,12ème							

V.5 Vérification vis à vis de l'état limite de service :

Les contraintes calculées à l'état limite de service seront comparées aux contraintes admissibles données sous :

- **Béton :**

$\sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa

- **Acier :**

Fissuration non préjudiciable……Pas de vérification

Fissuration préjudiciable……...$\underline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e\ ,\ \max\left(0,5\ f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta\ x\ f_{tj}}\right)\right)$

Fissuration très préjudiciable……$\underline{\sigma}_s = \text{Min}\ 0,8\left(\frac{2}{3}f_e\ ,\ \max\left(0,5\ f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta\ x\ f_{tj}}\right)\right)$

Avec :

η : 1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée comme préjudiciable et les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. **(N^{max} , M^{corr}) :**

Tableau V.8 : Vérification des poteaux à L'ELS (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section (cm²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	-1532,012	9,405	SEC	55,4	250	3,71	15	vérifiée
1	55x55	-1347,349	18,7248	SEC	61,3	250	4,14	15	vérifiée
2		-1200,068	12,4116	SEC	53,2	250	3,58	15	vérifiée
3		-1058,548	13,596	SEC	47,8	250	3,22	15	vérifiée
4	50x50	-915,788	10,762	SEC	52,2	250	3,53	15	vérifiée
5		-791,5622	11,808	SEC	46,3	250	3,14	15	vérifiée
6		-673,330	11,641	SEC	40,2	250	2,73	15	vérifiée
7	45x45	-555,596	9,019	SEC	42,2	250	2,87	15	vérifiée
8		-454,862	9,918	SEC	36,20	250	2,48	15	vérifiée
9		-360,902	9,517	SEC	29,8	250	2,05	15	vérifiée
10		-271,531	9,481	SEC	23,9	250	1,66	15	vérifiée
11		-184,626	8,728	SEC	17,8	250	1,24	15	vérifiée
12		-148,073	30,237	SEC	32,9	250	2,49	15	vérifiée

b. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.9 : Vérification des poteaux à L'ELS (M^{max} , N^{corr})

Niveau	Section (cm²)	M^{max} (KN)	N^{corr} (KN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	17,869	-819,928	SEC	32,8	250	2,22	15	vérifiée
1	55x55	24,940	-736,122	SEC	38,2	250	2,62	15	vérifiée
2		27,613	-641,401	SEC	35,2	250	2,42	15	vérifiée
3		31,649	-556,190	SEC	33	250	2,28	15	vérifiée
4	50x50	27,586	-476,359	SEC	37,3	250	2,6	15	vérifiée
5		32,269	-405,085	SEC	35,8	250	2,52	15	vérifiée
6		34,949	-340,593	SPC	33,7	250	2,39	15	vérifiée
7	45x45	28,250	-277,650	SPC	45,4	250	3,27	15	vérifiée
8		32,331	-219,125	SPC	37,3	250	2,75	15	vérifiée
9		33,211	-165,155	SPC	36,3	250	2,74	15	vérifiée
10		33,518	-113,892	SPC	34,7	250	2,72	15	vérifiée
11		39,269	-68,483	SPC	37,2	250	3,08	15	vérifiée
12		46,556	-27,448	SPC	39,9	250	3,48	15	vérifiée

V.6 Vérification de l'effort tranchant :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \underline{\tau}_u$$

Avec :

T_u : Effort tranchant pour l'état limite ultime

b : Largeur de la section du poteau

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\underline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton

La valeur de la contrainte $\underline{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :**

$\underline{\tau}_u$ = Min (0,13 f_{c28} ; 5 MPa).....Fissuration peu préjudiciable
$\underline{\tau}_u$ = Min (0,10 f_{c28} ; 4 MPa).....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

- **Selon le RPA 2024 [1] :**

$$\underline{\tau}_u = \rho_d \, f_{c28}$$

ρ_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$
ρ_d = 0,040…….si l'élancement $\lambda \prec 5$

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
L_f : Longueur de flambement
Les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm²)	T_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\underline{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\underline{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	60x60	11,4895	0,035	4,36	0,040	1	2,5	vérifiée
1	55x55	20,971	0,065	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
2		22,9553	0,07	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
3		26,9557	0,083	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
4	50x50	23,5099	0,073	4,76	0,040	1	2,5	vérifiée
5		26,3611	0,081	4,76	0,040	1	2,5	vérifiée
6		29,4453	0,09	4,76	0,040	1	2,5	vérifiée
7	45x45	23,7949	0,073	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
8		26,3468	0,081	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
9		27,148	0,084	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
10		27,2157	0,084	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
11		34,9626	0,108	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée
12		40,317	0,124	4,33	0,040	1	2,5	vérifiée

2. **Ferraillage transversal des poteaux :**
   Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL 91 modifié 99 et celles du RPA 99 version 2024

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :**

$S_t \leq$ Min (0,9d ; 40 cm)

$\rho_t \leq$ Min ($\frac{h}{35}$; $\frac{b}{10}$; ρ_t)

$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq$ **Max ($\frac{\tau_u}{2}$; 0,4 M**Pa)

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
ϕ_t : Diamètre des armatures transversales
ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

- **Selon le RPA 2024 [1] :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :
A_t : Section des armatures transversales
S_t : Espacement des armatures transversales
V_u : Effort tranchant à l'ELU
f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
h_1 : Hauteur totale de la section brute
ρ_a : Coefficient correcteur tenant compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant
t : Espacement des armatures transversales

ρ_a = 2,5……si $\lambda_g \geq 5$
ρ_a = 3,75……..si $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
t ≤ Min (b0/3, 10cm, 60ϕ_l).....Zone nodale (zone VI)
t ≤ Min (b1/2; h1/2; 10ϕ_l).....Zone courante (zone VI)

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t\, b_1}$ est déterminée comme suit :

0,3%.....si $\lambda_g \geq 5$
0,8%.....si $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 \prec \lambda_g \prec 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau

L_f : Longueur du flambement du poteau

Pour les armatures transversales f_e = 500 MPa (FeE 50)

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.11 : Espacement maximale selon RPA 2024

Niveau	Section (cm²)	Barres	ϕ_l (mm)	Zone nodale	Zone courante
RDC	60x60	16T25	25	10	15
1er, 2ème,3ème	55x55	8T25 +8T20	25 et 20	10	15
4ème, 5ème, 6ème	50x50	8T20 + 8T16	20 et 16	10	15
7ème,8ème, 9ème	45x45	8T16 + 8T14	16 et 14	10	15
10ème, 11ème, 12ème					

Tableau V.12 : Ferraillage des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Section (cm²)	A_t^{RPA} (cm²)	A_t^{BAEL} (cm²)	Choix des armatures	A_t^{adop} (cm²)
RDC	60x60	0,23	1,92	4T8	2,01
1er	55x55	0,48	1,76	4T8	2,01
2ème		0,50	1,76	4T8	2,01
3ème		0,59	1,76	4T8	2,01
4ème	50x50	0,56	1,6	4T8	2,01
5ème		0,63	1,6	4T8	2,01
6ème		0,71	1,6	4T8	2,01
7ème	45x45	0,47	1,44	4T8	2,01
8ème		0,63	1,44	4T8	2,01
9ème		0,65	1,44	4T8	2,01
10ème		0,65	1,44	4T8	2,01
11ème		0,84	1,44	4T8	2,01
12ème		0,97	1,44	4T8	2,01

3. **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : **$L_r = 60\phi_l$ en zone VI**

Pour : T25……..L_r = 150 cm

T20…….L_r = 120 cm

T16…….L_r = 96 cm

T14…….L_r = 84 cm

4. **Ferraillage des poteaux du sous-sol :**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9}\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)\frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r: Section réduite du poteau considéré : $B_r = (a-2)\,(b-2)$ cm²

α: coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \textbf{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0{,}6(50)^2}{\lambda} \quad \textbf{si } 50 < \lambda < 70$$

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

L_f = Longueur de flambement

i: Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I: Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B: Section du poteau (B = a × b).

Nu: L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0{,}7lo$

La section réduite $B_r = (a - 0{,}02)^2$ [m²].

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal se calcul à travers les opérations suivantes :

N_U (RDC) = 2102,497 KN

N_S (RDC) = 1532,012 KN

- Poids du plancher……. 6,39×22,63 = 144,61 KN
- Poids du poteau……$(0{,}60)^2$×(3,06-0,45)×25 = 23,49 KN
- Poids de la poutre principale……4,85×0,3×(0,45-0,21)×25 = 8,73 KN
- Poids de la poutre secondaire……3,65×0,25×(0,35-0,21)×25 = 3,19 KN

G = 180,02 KN

- Surcharge d'exploitation……2,5 × 22,63 **Q = 56,58 KN**

N_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 327,90 KN

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous-sol 1 et sous-sol 2 :

- $N_{u(ss1)} = N_{u(RDC)} + N_{u1}$ = 2430,397 KN
- $N_{u(ss2)} = N_{u(ss1)} + N_{u1}$ = 2758,297 KN

b. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}}$ = 17,32 cm
- $\lambda = \frac{0{,}7 \times 306}{17{,}32}$ = 12,36 ≺ 50
- $\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2\,(\frac{\lambda}{35})^2}$ = 0,829
- B_r = (60 - 2)² = 3364 cm²

$$A_s \geq \left(\frac{2430{,}397\,.10^3}{0{,}829} - \frac{3364\ 10^2 \times 25}{0{,}9 \times 1{,}2}\right)\frac{1}{500}$$

$A_s \geq$ -97,10 cm²

- **Suivant RPA :**

A_s^{min} (RPA) = 1% B = 36 cm²

- **Suivant BAEL :**

A_s^{min} (BAEL) ≥ max (4U ; 0,2% B)
4U = 4 (0,6 × 2 + 0,6 × 2) = 9,6 cm²
0,2% B = $\frac{0,2}{100}$ × 60 × 60 = 7,2 cm²

A_s^{min} (BAEL) = max (9,6 ; 7,2) = 9,6 cm²

A_s = max (A_s ; A_s^{RPA} ; A_s^{BAEL}) = 36 cm²

Tableau V.13 : Ferraillage des poteaux d'infrastructure

Niveau	N_u (KN)	A_s (cm²)	A_s^{min} (RPA)	A_s^{min} (BAEL)	A_s^{adop} (cm²)	Choix
Sous Sol 1	2430,397	-97,10	36	9,6	36	16T25
Sous Sol 2	2758,297	-89,19	36	9,6	36	16T25

c. Vérification à L'ELS :

N_{ser1} = G + Q = 236,6 KN

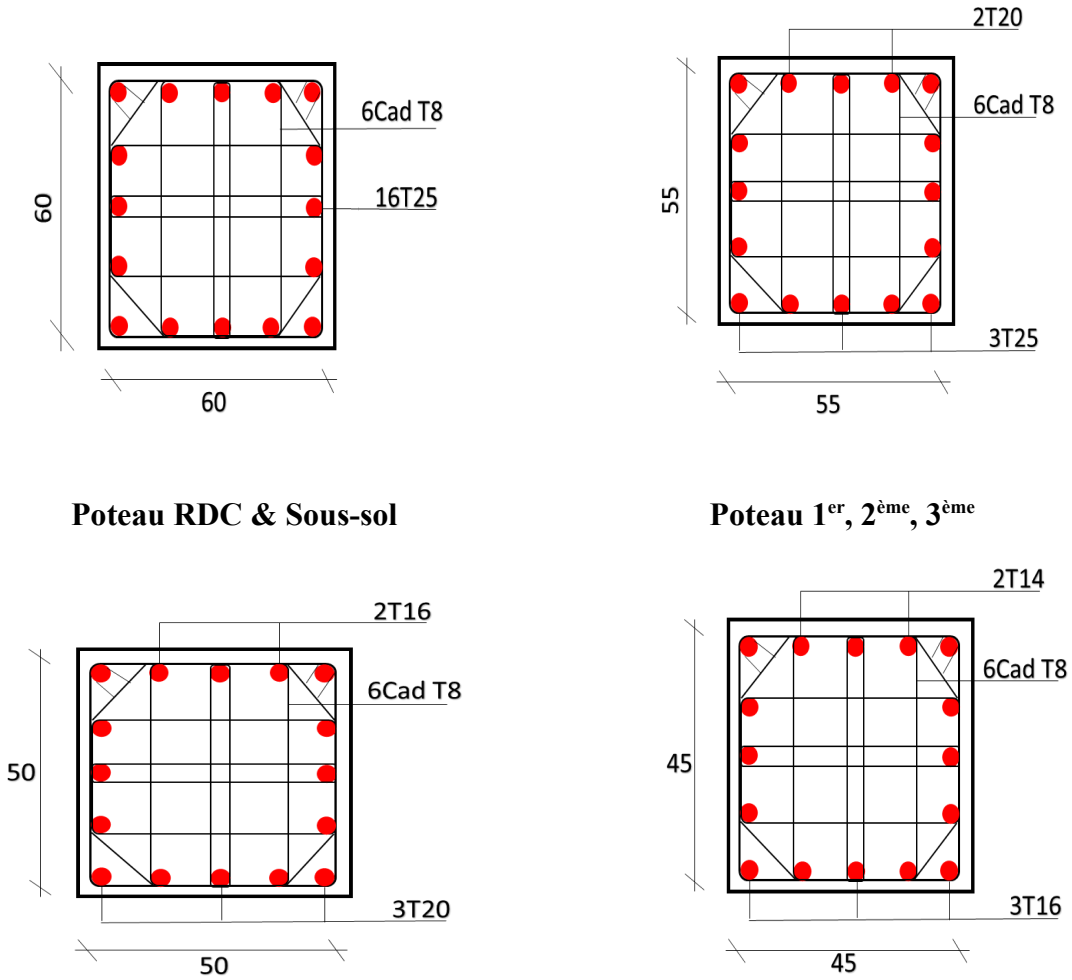
- $N_{ser(ss1)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$ = 1768,612 KN
- $N_{ser(ss2)} = N_{ser(ss1)} + N_{ser1}$ = 2005,212 KN
-

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux de l'infrastructure

Niveau	N_s (KN)	σ_s (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sous Sol 1	1768,612	32,8	250	3,33	15	Vérifiée
Sous Sol 2	2005,212	37,2	250	3,77	15	Vérifiée

Détermination des armatures transversales :
Pour les poteaux d'infrastructure : A_t = 6T8 = 3,02 cm²

Espacement en zone nodale : S_t = 10 cm
Espacement en zone courante : S_t = 15 cm



Poteau RDC & Sous-sol

Poteau 1er, 2ème, 3ème

Poteau 4ème, 5ème ,6ème

Poteau 7ème - 12ème

Figure V.1 : Ferraillage des poteaux

V.6 Ferraillage de la poutre :

V.6.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux d'une structure. Elles servent de support pour le plancher et permettent la transmission des charges de celle-ci vers les poteaux.

Les poutres sont sollicitées par des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres se fait suivant l'exigence du **RPA 2024**.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : **1,35G + 1,5Q**
- Situation accidentelle : **G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey**
  G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

V.7 Recommandation selon le RPA 2024 :

V.7.1 Armatures longitudinales :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zone VI.
4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.7.2 Armatures transversales :

Le diamètre ϕ_i des armatures de confinement ne doivent pas être inférieures à 6 mm.
La qualité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$\mathbf{A_t = (0,003).s.b}$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit:

- Dans les zones critiques :
  S= min (h/4; 24ϕ_l ; 17,5 cm; 6ϕ_l) avec:

- h= hauteur de la poutre
- ϕ_t= diamètre des armatures de confinement
- ϕ_l= diamètre minimale des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique :
  s'≤ h/2
  Avec
  s'= min (h/4; 12ϕ_l) si les armatures comprimées sont nécessaires.
  ϕ_l = plus petit diamètre utilisé parmis les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.
  Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.7.3 Calcul du ferraillage :

Pour le calcul des armatures dans les poutres, nous avons considéré les poutres de chaînage et les portiques dans les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire)

Les résultats seront regroupés dans les tableaux suivants :

1. **Poutre principale :**

a. **Situation durable :** 1.35 G +1.5 Q

Tableau V.15 : Ferraillage des poutres principales 30x60 (situation durable)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x60	Travée	373	89,246	3,22	0	9	3T20
		Appui	373	-135,772	4,97	0	9	6T16
1er	30x60	Travée	704	68,020	2,44	0	9	3T20
		Appui	367	-92,878	3,35	0	9	6T16
2ème	30x60	Travée	1	68,350	2,45	0	9	3T20
		Appui	366	-95,047	3,44	0	9	6T16
3ème	30x60	Travée	11	68,132	2,44	0	9	3T20
		Appui	365	-96,435	3,49	0	9	6T16
4ème	30x60	Travée	10	68,427	2,45	0	9	3T20
		Appui	364	-99,843	3,61	0	9	6T16
5ème	30x60	Travée	9	68,463	2,45	0	9	3T20
		Appui	363	-102,011	3,7	0	9	6T16
6ème	30x60	Travée	8	68,275	2,45	0	9	3T20
		Appui	362	-102,465	3,71	0	9	6T16
7ème	30x60	Travée	7	68,419	2,45	0	9	3T20
		Appui	361	-104,997	3,81	0	9	6T16
8ème	30x60	Travée	6	68,365	2,45	0	9	3T20
		Appui	360	-106,491	3,86	0	9	6T16
9ème	30x60	Travée	5	68,387	2,45	0	9	3T20
		Appui	359	-107,868	3,91	0	9	6T16
10ème	30x60	Travée	4	68,251	2,45	0	9	3T20
		Appui	358	-107,235	3,89	0	9	6T16
11ème	30x60	Travée	3	68,777	2,46	0	9	3T20

		Appui	357	-117,873	4,29	0	9	6T16
12ème	30x60	Travée	343	87,553	3,16	0	9	3T20
		Appui	343	-134,183	4,91	0	9	6T16

Tableau V.16 : Ferraillage des poutres principales 30x45 (situation durable)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	459	48,287	2,36	0	6,75	3T20
		Appui	459	-70,778	3,51	0	6,75	6T16
1er	30x45	Travée	471	49,788	2,44	0	6,75	3T20
		Appui	471	-70,486	3,5	0	6,75	6T16
2ème	30x45	Travée	470	49,484	2,42	0	6,75	3T20
		Appui	470	-71,616	3,56	0	6,75	6T16
3ème	30x45	Travée	469	49,679	2,43	0	6,75	3T20
		Appui	469	-72,485	3,6	0	6,75	6T16
4ème	30x45	Travée	468	49,862	2,44	0	6,75	3T20
		Appui	468	-75,234	3,74	0	6,75	6T16
5ème	30x45	Travée	467	49,803	2,44	0	6,75	3T20
		Appui	467	-76,593	3,81	0	6,75	6T16
6ème	30x45	Travée	466	50,019	2,45	0	6,75	3T20
		Appui	466	-76,657	3,82	0	6,75	6T16
7ème	30x45	Travée	465	50,306	2,47	0	6,75	3T20
		Appui	465	-78,701	3,93	0	6,75	6T16
8ème	30x45	Travée	464	50,289	2,46	0	6,75	3T20
		Appui	464	-79,469	3,97	0	6,75	6T16
9ème	30x45	Travée	463	50,267	2,46	0	6,75	3T20
		Appui	463	-80,083	4	0	6,75	6T16

10ème	30x45	Travée	462	50,501	2,48	0	6,75	3T20
		Appui	462	-79,862	3,99	0	6,75	6T16
11ème	30x45	Travée	461	49,301	2,41	0	6,75	3T20
		Appui	461	-84,030	4,21	0	6,75	6T16
12ème	30x45	Travée	460	57,897	2,85	0	6,75	3T20
		Appui	460	-80,203	4	0	6,75	6T16

b. **Situation accidentelle :** G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey
G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

Tableau V.17 : Ferraillage des poutres principales 30x60 (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x60	Travée	373	71,843	2,58	0	9	3T20
		Appui	373	-170,974	6,34	0	9	6T16
1er	30x60	Travée	354	129,04	4,72	0	9	3T20
		Appui	354	-208,637	7,84	0	9	6T16
2ème	30x60	Travée	353	167,019	6,19	0	9	3T20
		Appui	353	-246,797	9,41	0	9	6T16
3ème	30x60	Travée	352	189,512	7,07	0	9	3T20
		Appui	352	-269,704	10,38	0	9	6T16
4ème	30x60	Travée	351	202,832	7,61	0	9	3T20
		Appui	351	-284,554	11,01	0	9	6T16
5ème	30x60	Travée	350	205,225	7,7	0	9	3T20
		Appui	350	-286,922	11,12	0	9	6T16
6ème	30x60	Travée	349	201,195	7,54	0	9	3T20
		Appui	349	-283,225	10,96	0	9	6T16
7ème	30x60	Travée	348	192,923	7,21	0	9	3T20
		Appui	348	-276,294	10,66	0	9	6T16
8ème	30x60	Travée	347	178,466	6,64	0	9	3T20
		Appui	347	-261,973	10,05	0	9	6T16
9ème	30x60	Travée	346	161,597	5,97	0	9	3T20
		Appui	346	-285,086	11,04	0	9	6T16
	30x60	Travée	345	144,432	5,31	0	9	3T20

10ème		Appui	345	-228,087	8,64	0	9	6T16
11ème	30x60	Travée	344	128,279	4,69	0	9	3T20
		Appui	344	-211,455	7,96	0	9	6T16
12ème	30x60	Travée	343	100,879	3,65	0	9	3T20
		Appui	343	-201,034	7,54	0	9	6T16

Tableau V.18 : Ferraillage des poutres principales 30x45 (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	563	43,452	2,12	0	6,75	3T20
		Appui	459	-80,165	4	0	6,75	6T16
1er	30x45	Travée	575	62,961	3,11	0	6,75	3T20
		Appui	471	-105,996	5,38	0	6,75	6T16
2ème	30x45	Travée	574	73,676	3,66	0	6,75	3T20
		Appui	470	-119,134	6,1	0	6,75	6T16
3ème	30x45	Travée	573	69,902	3,47	0	6,75	3T20
		Appui	469	-124,726	6,41	0	6,75	6T16
4ème	30x45	Travée	546	68,0771	3,37	0	6,75	3T20
		Appui	468	-128,099	6,6	0	6,75	6T16
5ème	30x45	Travée	545	70,275	3,49	0	6,75	3T20
		Appui	467	-129,319	6,67	0	6,75	6T16
6ème	30x45	Travée	544	63,856	3,16	0	6,75	3T20
		Appui	466	-124,709	6,41	0	6,75	6T16
7ème	30x45	Travée	569	59,888	2,95	0	6,75	3T20
		Appui	465	-119,661	6,13	0	6,75	6T16
8ème	30x45	Travée	568	61,876	3,05	0	6,75	3T20
		Appui	464	-115,263	5,89	0	6,75	6T16
9ème	30x45	Travée	567	62,774	3,1	0	6,75	3T20
		Appui	463	-109,468	5,57	0	6,75	6T16
10ème	30x45	Travée	566	66,767	3,31	0	6,75	3T20
		Appui	462	-102,898	5,21	0	6,75	6T16
		Travée	565	49,741	2,44	0	6,75	3T20

11ème	30x45	Appui	461	-101,472	5,14	0	6,75	6T16
12ème	30x45	Travée	460	45,210	2,21	0	6,75	3T20
		Appui	460	-85,809	4,3	0	6,75	6T16

2. Poutre secondaire :

a. **Situation durable :** 1.35 G +1.5 Q

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	628	8,753	0,42	0	6,75	3T20
		Appui	628	-10,738	0,51	0	6,75	6T16
1er	30x45	Travée	640	18,006	0,87	0	6,75	3T20
		Appui	640	-20,467	0,99	0	6,75	6T16
2ème	30x45	Travée	639	26,330	1,27	0	6,75	3T20
		Appui	639	-28,751	1,39	0	6,75	6T16
3ème	30x45	Travée	638	31,056	1,5	0	6,75	3T20
		Appui	638	-34,253	1,66	0	6,75	6T16
4ème	30x45	Travée	637	38,711	1,88	0	6,75	3T20
		Appui	637	-41,437	2,02	0	6,75	6T16
5ème	30x45	Travée	636	45,151	2,21	0	6,75	3T20
		Appui	636	-47,941	2,35	0	6,75	6T16
6ème	30x45	Travée	635	47,309	2,31	0	6,75	3T20
		Appui	635	-50,653	2,48	0	6,75	6T16
7ème	30x45	Travée	634	52,67	2,59	0	6,75	3T20
		Appui	634	-55,154	2,71	0	6,75	6T16
8ème	30x45	Travée	633	57,329	2,82	0	6,75	3T20
		Appui	633	-59,666	2,94	0	6,75	6T16
9ème	30x45	Travée	632	60,581	2,99	0	6,75	3T20
		Appui	632	-62,820	3,1	0	6,75	6T16
	30x45	Travée	631	62,836	3,1	0	6,75	3T20

10ème		Appui	631	-64,637	3,2	0	6,75	6T16
11ème	30x45	Travée	630	65,272	3,23	0	6,75	3T20
		Appui	630	-68,912	3,42	0	6,75	6T16
12ème	30x45	Travée	629	54,420	2,67	0	6,75	3T20
		Appui	629	-52,466	2,57	0	6,75	6T16

b. **Situation accidentelle :** G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey
G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	615	82,734	4,14	0	6,75	3T20
		Appui	615	-80,400	4,01	0	6,75	6T16
1er	30x45	Travée	627	127,801	6,59	0	6,75	3T20
		Appui	627	-122,199	6,27	0	6,75	6T16
2ème	30x45	Travée	626	151,353	7,93	0	6,75	3T20
		Appui	626	-144,693	7,55	0	6,75	6T16
3ème	30x45	Travée	625	161,982	8,56	0	6,75	3T20
		Appui	638	-155,665	8,18	0	6,75	6T16
4ème	30x45	Travée	624	168,427	8,94	0	6,75	3T20
		Appui	637	-165,175	8,75	0	6,75	6T16
5ème	30x45	Travée	623	166,749	8,84	0	6,75	3T20
		Appui	636	-172,232	9,17	0	6,75	6T16
6ème	30x45	Travée	622	158,861	8,37	0	6,75	3T20
		Appui	635	-165,400	8,76	0	6,75	6T16
7ème	30x45	Travée	621	149,329	7,81	0	6,75	3T20
		Appui	634	-158,422	8,35	0	6,75	6T16
8ème	30x45	Travée	633	136,794	7,09	0	6,75	3T20
		Appui	633	-153,393	8,05	0	6,75	6T16
9ème	30x45	Travée	632	130,870	6,76	0	6,75	3T20
		Appui	632	-144,756	7,55	0	6,75	6T16
	30x45	Travée	631	124,058	6,38	0	6,75	3T20

10ème		Appui	631	-134,445	6,96	0	6,75	6T16
11ème	30x45	Travée	630	120,182	6,16	0	6,75	3T20
		Appui	630	-130,381	6,73	0	6,75	6T16
12ème	30x45	Travée	893	94,456	4,76	0	6,75	3T20
		Appui	893	-95,077	4,79	0	6,75	6T16

3. **Poutre de chaînage : (30x65)**

a. **Situation durable :** 1.35 G +1.5 Q

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation durable)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x65	Travée	745	6,187	0,2	0	9,75	3T25
		Appui	904	-6,549	0,21	0	9,75	6T20
1er	30x65	Travée	757	44,678	1,46	0	9,75	3T25
		Appui	892	-37,606	1,22	0	9,75	6T20
2ème	30x65	Travée	756	45,103	1,47	0	9,75	3T25
		Appui	903	-35,074	1,14	0	9,75	6T20
3ème	30x65	Travée	755	47,368	1,55	0	9,75	3T25
		Appui	902	-35,183	1,15	0	9,75	6T20
4ème	30x65	Travée	754	49,965	1,63	0	9,75	3T25
		Appui	901	-33,611	1,09	0	9,75	6T20
5ème	30x65	Travée	753	50,814	1,66	0	9,75	3T25
		Appui	900	-30,608	1	0	9,75	6T20
6ème	30x65	Travée	752	53,153	1,74	0	9,75	3T25
		Appui	899	-30,407	0,99	0	9,75	6T20
7ème	30x65	Travée	751	55,749	1,82	0	9,75	3T25
		Appui	898	-29,646	0,96	0	9,75	6T20
8ème	30x65	Travée	750	56,342	1,84	0	9,75	3T25
		Appui	897	-27,142	0,88	0	9,75	6T20
9ème	30x65	Travée	746	56,979	1,87	0	9,75	3T25
		Appui	896	-26,414	0,86	0	9,75	6T20
10ème	30x65	Travée	748	57,241	1,87	0	9,75	3T25

		Appui	895	-27,141	0,88	0	9,75	6T20
11ème	30x65	Travée	747	56,881	1,86	0	9,75	3T25
		Appui	894	-29,558	0,96	0	9,75	6T20
12ème	30x65	Travée	746	84,561	2,79	0	9,75	3T25
		Appui	893	-35,466	1,15	0	9,75	6T20

b. **Situation accidentelle :** G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey
G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x65	Travée	904	146,920	4,93	0	9,75	3T25
		Appui	904	-156,446	5,26	0	9,75	6T20
1er	30x65	Travée	892	213,638	7,31	0	9,75	3T25
		Appui	892	-262,047	9,1	0	9,75	6T20
2ème	30x65	Travée	903	269,874	9,39	0	9,75	3T25
		Appui	903	-315,032	11,13	0	9,75	6T20
3ème	30x65	Travée	902	297,996	10,47	0	9,75	3T25
		Appui	902	-343,304	12,24	0	9,75	6T20
4ème	30x65	Travée	901	317,684	11,23	0	9,75	3T25
		Appui	901	-360,879	12,95	0	9,75	6T20
5ème	30x65	Travée	900	328,618	11,66	0	9,75	3T25
		Appui	900	-367,908	13,24	0	9,75	6T20
6ème	30x65	Travée	899	321,630	11,39	0	9,75	3T25
		Appui	899	-360,659	12,94	0	9,75	6T20
7ème	30x65	Travée	898	310,238	10,94	0	9,75	3T25
		Appui	898	-348,231	12,44	0	9,75	6T20
8ème	30x65	Travée	897	296,375	10,41	0	9,75	3T25
		Appui	897	-331,159	11,76	0	9,75	6T20
9ème	30x65	Travée	896	276,746	9,65	0	9,75	3T25
		Appui	896	-309,007	10,89	0	9,75	6T20
10ème	30x65	Travée	895	254,833	8,83	0	9,75	3T25
		Appui	895	-285,098	9,97	0	9,75	6T20

11ème	30x65	Travée	894	256,538	8,89	0	9,75	3T25
		Appui	894	-267,489	9,3	0	9,75	6T20
12ème	30x65	Travée	893	193,743	6,59	0	9,75	3T25
		Appui	893	-239,717	8,27	0	9,75	6T20

4. Poutre de chaînage : (30x15)

a. Situation durable : 1.35 G + 1.5 Q

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation durable)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x15	Travée	368	1,022	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	368	-2,123	0,36	0	2,25	3T16
1er	30x15	Travée	701	0,992	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	701	-2,046	0,35	0	2,25	3T16
2ème	30x15	Travée	700	0,996	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	700	-2,036	0,34	0	2,25	3T16
3ème	30x15	Travée	699	1,013	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	699	-2,031	0,34	0	2,25	3T16
4ème	30x15	Travée	698	1,001	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	698	-1,996	0,34	0	2,25	3T16
5ème	30x15	Travée	697	0,998	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	697	-1,988	0,34	0	2,25	3T16
6ème	30x15	Travée	696	1,001	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	696	-1,982	0,33	0	2,25	3T16
7ème	30x15	Travée	695	1,001	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	695	-1,956	0,33	0	2,25	3T16
8ème	30x15	Travée	694	1,005	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	694	-1,951	0,33	0	2,25	3T16
9ème	30x15	Travée	693	1,009	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	693	-1,947	0,17	0	2,25	3T16
10ème	30x15	Travée	512	1,008	0,17	0	2,25	3T14
		Appui	512	-1,927	0,33	0	2,25	3T16

11ème	30x15	Travée	499	1,043	0,18	0	2,25	3T14
		Appui	499	-2,046	0,35	0	2,25	3T16
12ème	30x15	Travée	13	2,904	0,49	0	2,25	3T14
		Appui	13	-5,311	0,92	0	2,25	3T16

b. **Situation accidentelle :** G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey
G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres de chaînage (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm²)	Position	N° de la poutre	M^{max} (KNm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min}(RPA) (cm²)	Choix
RDC	30x15	Travée	12	2,35	0,4	0	2,25	3T14
		Appui	12	-3,436	0,59	0	2,25	3T16
1er	30x15	Travée	701	3,254	0,55	0	2,25	3T14
		Appui	341	-4,383	0,75	0	2,25	3T16
2ème	30x15	Travée	700	3,875	0,66	0	2,25	3T14
		Appui	340	-4,827	0,83	0	2,25	3T16
3ème	30x15	Travée	699	4,283	0,74	0	2,25	3T14
		Appui	339	-5,017	0,87	0	2,25	3T16
4ème	30x15	Travée	698	4,488	0,77	0	2,25	3T14
		Appui	327	-4,986	0,86	0	2,25	3T16
5ème	30x15	Travée	697	4,552	0,78	0	2,25	3T14
		Appui	314	-4,811	0,83	0	2,25	3T16
6ème	30x15	Travée	696	4,529	0,78	0	2,25	3T14
		Appui	275	-4,586	0,79	0	2,25	3T16
7ème	30x15	Travée	695	4,374	0,75	0	2,25	3T14
		Appui	262	-4,254	0,73	0	2,25	3T16
8ème	30x15	Travée	694	4,141	0,71	0	2,25	3T14
		Appui	694	-3,959	0,68	0	2,25	3T16
9ème	30x15	Travée	693	3,857	0,66	0	2,25	3T14
		Appui	693	-3,788	0,65	0	2,25	3T16
10ème	30x15	Travée	512	3,554	0,61	0	2,25	3T14
		Appui	512	-3,631	0,62	0	2,25	3T16

11ème	30x15	Travée	499	3,296	0,56	0	2,25	3T14
		Appui	499	-3,442	0,59	0	2,25	3T16
12ème	30x15	Travée	13	1,889	0,32	0	2,25	3T14
		Appui	13	-3,01	0,51	0	2,25	3T16

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'actions considérées, on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison : **G + 0,4 Q + 0,3 Ex + Ey**

G + 0,4 Q + Ex + 0,3 Ey

V.8 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. **Poutre principale :**

Tableau V.25 : Choix des poutres principales (30x60)

Niveau	Section (cm²)	Position	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min} (RPA) (cm²)	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	Choix
RDC	30x60	Travée	2,58	0	9	72	108	3T20
		Appui	6,34	0				6T16
1er	30x60	Travée	4,72	0	9	72	108	3T20
		Appui	7,84	0				6T16
2ème	30x60	Travée	6,19	0	9	72	108	3T20
		Appui	9,41	0				6T16
3ème	30x60	Travée	7,07	0	9	72	108	3T20
		Appui	10,38	0				6T16
4ème	30x60	Travée	7,61	0	9	72	108	3T20
		Appui	11,01	0				6T16
5ème	30x60	Travée	7,7	0	9	72	108	3T20
		Appui	11,12	0				6T16
6ème	30x60	Travée	7,54	0	9	72	108	3T20
		Appui	10,96	0				6T16
7ème	30x60	Travée	7,21	0	9	72	108	3T20
		Appui	10,66	0				6T16
8ème	30x60	Travée	6,64	0	9	72	108	3T20
		Appui	10,05	0				6T16
9ème	30x60	Travée	5,97	0	9	72	108	3T20
		Appui	11,04	0				6T16
10ème	30x60	Travée	5,31	0	9	72	108	3T20
		Appui	8,64	0				6T16
11ème	30x60	Travée	4,69	0	9	72	108	3T20
		Appui	7,96	0				6T16

12ème	30x60	Travée	3,65	0	9	72	108	3T20
		Appui	7,54	0				6T16

Tableau V.26 : Choix des armatures des poutres principales 30x45

Niveau	Section (cm²)	Position	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min} (RPA) (cm²)	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	2,12	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	4	0				6T16
1er	30x45	Travée	3,11	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	5,38	0				6T16
2ème	30x45	Travée	3,66	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,1	0				6T16
3ème	30x45	Travée	3,47	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,41	0				6T16
4ème	30x45	Travée	3,37	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,6	0				6T16
5ème	30x45	Travée	3,49	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,67	0				6T16
6ème	30x45	Travée	3,16	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,41	0				6T16
7ème	30x45	Travée	2,95	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,13	0				6T16
8ème	30x45	Travée	3,05	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	5,89	0				6T16
9ème	30x45	Travée	3,1	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	5,57	0				6T16
10ème	30x45	Travée	3,31	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	5,21	0				6T16
11ème	30x45	Travée	2,44	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	5,14	0				6T16
12ème	30x45	Travée	2,21	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	4,3	0				6T16

2. Poutre secondaire :

Tableau V.27 : Choix des armatures des poutres secondaires 30x45

Niveau	Section (cm²)	Position	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min} (RPA) (cm²)	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	Choix
RDC	30x45	Travée	4,14	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	4,01	0				6T16
1er	30x45	Travée	6,59	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,27	0				6T16
2ème	30x45	Travée	7,93	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	7,55	0				6T16
3ème	30x45	Travée	8,56	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	8,18	0				6T16
4ème	30x45	Travée	8,94	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	8,75	0				6T16
5ème	30x45	Travée	8,84	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	9,17	0				6T16
6ème	30x45	Travée	8,37	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	8,76	0				6T16
7ème	30x45	Travée	7,81	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	8,35	0				6T16
8ème	30x45	Travée	7,09	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	8,05	0				6T16
9ème	30x45	Travée	6,76	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	7,55	0				6T16
10ème	30x45	Travée	6,38	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,96	0				6T16
11ème	30x45	Travée	6,16	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	6,73	0				6T16
12ème	30x45	Travée	4,76	0	6,75	54	81	3T20
		Appui	4,79	0				6T16

3. Poutre de chaînage :

Tableau V.28 : Choix des armatures des poutres de chaînage 30x65

Niveau	Section (cm²)	Position	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min} (RPA) (cm²)	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	Choix
RDC	30x65	Travée	4,93	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	5,26	0				6T20
1er	30x65	Travée	7,31	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	9,1	0				6T20
2ème	30x65	Travée	9,39	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	11,13	0				6T20
3ème	30x65	Travée	10,47	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	12,24	0				6T20
4ème	30x65	Travée	11,23	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	12,95	0				6T20
5ème	30x65	Travée	11,66	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	13,24	0				6T20
6ème	30x65	Travée	11,39	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	12,94	0				6T20
7ème	30x65	Travée	10,94	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	12,44	0				6T20
8ème	30x65	Travée	10,41	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	11,76	0				6T20
9ème	30x65	Travée	9,65	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	10,89	0				6T20
10ème	30x65	Travée	8,83	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	9,97	0				6T20
11ème	30x65	Travée	8,89	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	9,3	0				6T20
12ème	30x65	Travée	6,59	0	9,75	78	117	3T25
		Appui	8,27	0				6T20

Tableau V.29 : Choix des armatures des poutres de chaînage 30x15

Niveau	Section (cm²)	Position	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_s^{min} (RPA) (cm²)	A_s^{max} (ZC)(cm²)	A_s^{max} (ZR)(cm²)	Choix
RDC	30x15	Travée	0,4	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,59	0				3T16
1er	30x15	Travée	0,55	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,75	0				3T16
2ème	30x15	Travée	0,66	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,83	0				3T16
3ème	30x15	Travée	0,74	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,87	0				3T16
4ème	30x15	Travée	0,77	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,86	0				3T16
5ème	30x15	Travée	0,78	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,83	0				3T16
6ème	30x15	Travée	0,78	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,79	0				3T16
7ème	30x15	Travée	0,75	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,73	0				3T16
8ème	30x15	Travée	0,71	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,68	0				3T16
9ème	30x15	Travée	0,66	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,65	0				3T16
10ème	30x15	Travée	0,61	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,62	0				3T16
11ème	30x15	Travée	0,56	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,59	0				3T16
12ème	30x15	Travée	0,32	0	2,25	18	27	3T14
		Appui	0,51	0				3T16

V.9 Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :

$$\mathbf{A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23\ bd\ \frac{f_{t28}}{f_e}} \qquad \mathbf{[2]}$$

Avec :
f_{t28} = 2,1 MPa ; f_e = 500 MPa

Tableau V30 : Vérification de la condition de non fragilité

	Section	Position	$A_s^{choisit}$ (cm²)	A_s^{min} (cm²)	Vérification
Poutre Principale	30x60	Travée	3T20 = 9,42	1,56	vérifiée
		Appui	6T16 =12,06	1,56	vérifiée
Poutre Principale	30x45	Travée	3T20 = 9,42	1,17	vérifiée
		Appui	6T16 =12,06	1,17	vérifiée
Poutre Secondaire	30x45	Travée	3T20 = 9,42	1,17	vérifiée
		Appui	6T16 =12,06	1,17	vérifiée
Poutre de Chaînage	30x65	Travée	3T20 = 9,42	1,70	vérifiée
		Appui	6T25 =29,45	1,70	vérifiée
Poutre de Chaînage	30x15	Travée	3T14 = 4,62	0,39	vérifiée
		Appui	3T16 = 6,03	0,39	vérifiée

V.10 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA 93 [5]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25 m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_{0\Delta} T \text{.....(1)}$$

$$\xi = \frac{\Delta L}{l_0} \text{.....(2)}$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\xi = \alpha \Delta T \text{.....(3)}$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique. Son expression est :

$$\sigma = E\ \xi \text{.....(4)}$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \ldots\ldots\ldots\ldots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20°C$)

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre

σ : Contrainte thermique

E : Module de Young (E = 32164,2 MPa)

$$\sigma = 32164{,}2.10^{-5} \times 20$$

$$\boldsymbol{\sigma = 6{,}43\ MPa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable et on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \underline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \underline{\sigma}_s = 250\ MPa$$

1. **Poutre principale :**

Tableau V31 : Vérification des poutres principales 30x60 à l'ELS

Niveau	Position	N° de la poutre	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\underline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	373	64,822	3,25	15	39,3	6,43	45,73	250	Oui
	Appui	373	-98,634	4,92		53,9		60,33		
1er	Travée	704	49,234	2,47	15	29,9	6,43	36,33	250	Oui
	Appui	367	-67,383	3,36		36,8		43,23		
2ème	Travée	1	49,475	2,48	15	30	6,43	36,43	250	Oui
	Appui	366	-68,960	3,44		37,7		44,13		
3ème	Travée	11	49,315	2,47	15	29,9	6,43	36,33	250	Oui
	Appui	365	-69,974	3,49		38,2		44,63		
4ème	Travée	10	49,528	2,49	15	30,1	6,43	36,53	250	Oui
	Appui	364	-72,454	3,62		39,6		46,03		
5ème	Travée	9	49,554	2,49	15	30,1	6,43	36,53	250	Oui
	Appui	363	-74,033	3,69		40,5		46,93		
6ème	Travée	8	49,416	2,48	15	30	6,43	36,43	250	Oui
	Appui	362	-74,369	3,71		40,7		47,17		
7ème	Travée	7	49,520	2,48	15	30,1	6,43	36,53	250	Oui
	Appui	361	-76,216	3,8		41,7		48,13		
8ème	Travée	6	49,481	2,48	15	30	6,43	36,43	250	Oui
	Appui	360	-77,309	3,86		42,3		48,73		
9ème	Travée	5	49,497	2,48	15	30	6,43	36,43	250	Oui
	Appui	359	-78,318	3,91		42,8		49,23		
10ème	Travée	4	49,398	2,48	15	30	6,43	36,43	250	Oui
	Appui	358	-77,870	3,89		42,6		49,03		

11ème	Travée	3	49,780	2,5	15	30,2	6,43	36,63	250	Oui
	Appui	357	-85,618	4,27		46,8		53,23		
12ème	Travée	2	62,017	3,11	15	37,6	6,43	44,03	250	Oui
	Appui	356	-94,936	4,74		51,9		58,33		

Tableau V32 : Vérification des poutres principales 30x45 à l'ELS

Niveau	Position	N° de la poutre	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	459	35,049	2,78	15	33,2	6,43	39,63	250	Oui
	Appui	459	-51,378	4,04		40,6		47,03		
1er	Travée	471	36,146	2,87	15	34,3	6,43	40,73	250	Oui
	Appui	471	-51,151	4,02		40,5		46,93		
2ème	Travée	470	35,923	2,85	15	34,1	6,43	40,53	250	Oui
	Appui	470	-51,976	4,08		41,1		47,53		
3ème	Travée	469	36,067	2,86	15	34,2	6,43	40,63	250	Oui
	Appui	469	-52,58	4,13		41,6		48,03		
4ème	Travée	468	36,203	2,87	15	34,3	6,43	40,73	250	Oui
	Appui	468	-54,605	4,29		43,2		49,63		
5ème	Travée	467	36,159	2,87	15	34,3	6,43	40,73	250	Oui
	Appui	467	-55,605	4,37		44		50,43		
6ème	Travée	466	36,329	2,88	15	34,5	6,43	40,95	250	Oui
	Appui	466	-55,647	4,37		44		50,43		
7ème	Travée	465	36,532	2,9	15	34,7	6,43	41,13	250	Oui
	Appui	465	-57,128	4,49		45,2		51,63		
8ème	Travée	464	36,520	2,9	15	34,6	6,43	41,03	250	Oui
	Appui	464	-57,693	4,53		45,6		52,03		
9ème	Travée	463	36,502	2,9	15	34,6	6,43	41,03	250	Oui
	Appui	463	-58,146	4,57		46		52,43		
10ème	Travée	462	36,678	2,91	15	34,8	6,43	41,23	250	Oui
	Appui	462	-57,981	4,56		45,9		52,33		
11ème	Travée	461	35,786	2,84	15	33,9	6,43	40,33	250	Oui
	Appui	461	-61,04	4,8		48,3		54,73		

12ème	Travée	460	42,387	3,36	15	40,2	6,43	46,63	250	Oui
	Appui	460	-58,452	4,59		46,2		52,63		

2. **Poutre secondaire : (30x45)**

Tableau V33 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Position	N° de la poutre	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	628	6,324	0,5	15	6	6,43	12,43	250	Oui
	Appui	628	-7,790	0,61		6,16		12,59		
1er	Travée	640	13,038	1,03	15	12,4	6,43	18,83	250	Oui
	Appui	640	-14,845	1,17		11,7		18,13		
2ème	Travée	639	19,071	1,51	15	18,1	6,43	24,53	250	Oui
	Appui	639	-20,849	1,64		16,5		22,93		
3ème	Travée	638	22,475	1,78	15	21,3	6,43	27,73	250	Oui
	Appui	638	-24,838	1,95		19,6		26,03		
4ème	Travée	637	28,058	2,23	15	26,6	6,43	33,03	250	Oui
	Appui	637	-30,055	2,36		23,8		30,23		
5ème	Travée	636	32,735	2,6	15	31,1	6,43	37,53	250	Oui
	Appui	636	-34,778	2,73		27,5		33,93		
6ème	Travée	635	34,309	2,72	15	32,5	6,43	38,93	250	Oui
	Appui	635	-36,753	2,89		29,1		35,53		
7ème	Travée	634	38,219	3,03	15	36,3	6,43	42,73	250	Oui
	Appui	634	-40,036	3,15		31,7		38,13		
8ème	Travée	633	41,619	3,3	15	39,5	6,43	43,93	250	Oui
	Appui	633	-43,328	3,41		34,3		40,73		
9ème	Travée	632	44,002	3,49	15	41,7	6,43	48,13	250	Oui
	Appui	632	-45,651	3,59		36,1		42,53		
10ème	Travée	631	45,669	3,62	15	43,3	6,43	49,73	250	Oui
	Appui	631	-46,986	3,69		37,2		43,63		

11ème	Travée	630	47,476	3,77	15	45	6,43	51,43	250	Oui
	Appui	630	-50,136	3,94		39,6		46,03		
12ème	Travée	629	39,659	3,15	15	37,6	6,43	44,03	250	Oui
	Appui	629	-38,212	3		30,2		36,63		

3. Poutre de chaînage :

Tableau V34 : Vérification des poutres de chaînage 30x65 à l'ELS

Niveau	Position	N° de la poutre	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	745	4,572	0,16	15	2,08	6,43	8,51	250	Oui
	Appui	904	-4,853	0,17		2,15		8,58		
1er	Travée	892	32,390	1,1	15	14,7	6,43	21,13	250	Oui
	Appui	757	-27,286	0,93		12,1		18,53		
2ème	Travée	756	32,695	1,11	15	14,9	6,43	21,33	250	Oui
	Appui	903	-25,449	0,87		11,3		17,73		
3ème	Travée	755	34,333	1,17	15	15,6	6,43	22,03	250	Oui
	Appui	902	-25,529	0,87		11,3		17,73		
4ème	Travée	754	36,213	1,23	15	16,5	6,43	22,93	250	Oui
	Appui	901	-24,382	0,84		10,8		17,23		
5ème	Travée	753	36,825	1,25	15	16,7	6,43	23,13	250	Oui
	Appui	900	-22,199	0,76		9,84		16,27		
6ème	Travée	752	38,517	1,31	15	17,5	6,43	23,93	250	Oui
	Appui	899	-22,053	0,76		9,78		16,21		
7ème	Travée	751	40,396	1,37	15	18,4	6,43	24,83	250	Oui
	Appui	898	-21,497	0,74		9,53		15,96		
8ème	Travée	750	40,822	1,39	15	18,6	6,43	25,03	250	Oui
	Appui	897	-19,681	0,67		9,72		16,15		
9ème	Travée	749	41,281	1,4	15	18,8	6,43	25,23	250	Oui
	Appui	896	-19,183	0,66		8,5		14,93		
10ème	Travée	748	41,466	1,41	15	18,9	6,43	25,33	250	Oui
	Appui	895	-19,701	0,67		8,73		15,16		

11ème	Travée	747	41,216	1,4	15	18,7	6,43	25,13	250	Oui
	Appui	894	-21,428	0,73		9,5		15,93		
12ème	Travée	829	60,654	2,06	15	27,6	6,43	34,03	250	Oui
	Appui	746	-25,758	0,88		11,4		17,83		

Tableau V35 : Vérification des poutres de chaînage 30x15 à l'ELS

Niveau	Position	N° de la poutre	M_{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	368	0,734	0,7	15	3,9	6,43	10,33	250	Oui
	Appui	368	-1,525	1,46		8,11		14,54		
1er	Travée	701	0,712	0,68	15	3,78	6,43	10,21	250	Oui
	Appui	701	-1,468	1,4		7,8		14,23		
2ème	Travée	700	0,715	0,68	15	3,80	6,43	10,23	250	Oui
	Appui	700	-1,461	1,4		7,77		14,20		
3ème	Travée	699	0,727	0,69	15	3,86	6,43	10,29	250	Oui
	Appui	699	-1,458	1,39		7,75		14,18		
4ème	Travée	698	0,718	0,69	15	3,82	6,43	10,25	250	Oui
	Appui	698	-1,433	1,37		7,62		14,05		
5ème	Travée	697	0,716	0,68	15	3,81	6,43	10,24	250	Oui
	Appui	697	-1,472	1,37		7,62		14,05		
6ème	Travée	696	0,725	0,69	15	3,85	6,43	10,28	250	Oui
	Appui	696	-1,423	1,36		7,56		13,99		
7ème	Travée	695	0,718	0,69	15	3,82	6,43	10,25	250	Oui
	Appui	695	-1,404	1,34		7,46		13,89		
8ème	Travée	694	0,721	0,69	15	3,83	6,43	10,26	250	Oui
	Appui	694	-1,401	1,34		7,45		13,88		
9ème	Travée	693	0,725	0,69	15	3,85	6,43	10,28	250	Oui
	Appui	693	-1,398	1,34		7,43		13,86		
10ème	Travée	512	0,725	0,69	15	3,85	6,43	10,28	250	Oui
	Appui	512	-1,384	1,32		7,36		13,99		
11ème	Travée	499	0,750	0,72	15	3,99	6,43	10,42	250	Oui
	Appui	499	-1,469	1,4		7,81		14,24		

12ème	Travée	13	2,007	1,92	15	10,7	6,43	17,13	250	Oui
	Appui	13	-3,655	3,49		19,4		25,83		

V.11 Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \underline{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant maximum

b : Largeur de la section de la poutre

d : Hauteur utile

$\underline{\tau}_u$: Min (0,10 f_{c28} ; 4 MPa)

Fissuration préjudiciable

Tableau V36 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\underline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	30x60	137,411	0,848	2,5	Oui
	30x45	71,077	0,585	2,5	Oui
	30x45	19,390	0,160	2,5	Oui
	30x65	12,662	0,072	2,5	Oui
	30x15	3,376	0,083	2,5	Oui
1er	30x60	90,689	0,560	2,5	Oui
	30x45	71,429	0,588	2,5	Oui
	30x45	24,754	0,204	2,5	Oui
	30x65	62,351	0,355	2,5	Oui
	30x15	3,288	0,081	2,5	Oui
2ème	30x60	91,720	0,566	2,5	Oui
	30x45	71,678	0,590	2,5	Oui
	30x45	32,689	0,269	2,5	Oui
	30x65	61,289	0,349	2,5	Oui

	30x15	3,267	0,081	2,5	Oui
3ème	30x60	92,339	0,570	2,5	Oui
	30x45	71,986	0,592	2,5	Oui
	30x45	37,919	0,312	2,5	Oui
	30x65	61,731	0,352	2,5	Oui
	30x15	3,288	0,081	2,5	Oui
4ème	30x60	93,419	0,577	2,5	Oui
	30x45	72,861	0,600	2,5	Oui
	30x45	44,631	0,367	2,5	Oui
	30x65	61,462	0,350	2,5	Oui
	30x15	3,255	0,080	2,5	Oui
5ème	30x60	94,256	0,582	2,5	Oui
	30x45	73,249	0,603	2,5	Oui
	30x45	51,103	0,421	2,5	Oui
	30x65	60,108	0,342	2,5	Oui
	30x15	3,227	0,080	2,5	Oui
6ème	30x60	94,529	0,583	2,5	Oui
	30x45	73,333	0,604	2,5	Oui
	30x45	53,537	0,441	2,5	Oui
	30x65	60,569	0,345	2,5	Oui
	30x15	3,250	0,080	2,5	Oui
7ème	30x60	95,210	0,588	2,5	Oui
	30x45	74,004	0,609	2,5	Oui
	30x45	57,267	0,471	2,5	Oui
	30x65	60,771	0,346	2,5	Oui
	30x15	3,230	0,080	2,5	Oui
	30x60	95,743	0,591	2,5	Oui

8ème	30x45	74,227	0,611	2,5	Oui
	30x45	61,741	0,508	2,5	Oui
	30x65	59,618	0,340	2,5	Oui
	30x15	3,205	0,079	2,5	Oui
9ème	30x60	96,241	0,594	2,5	Oui
	30x45	74,403	0,612	2,5	Oui
	30x45	64,866	0,534	2,5	Oui
	30x65	58,780	0,335	2,5	Oui
	30x15	3,190	0,079	2,5	Oui
10ème	30x60	96,160	0,594	2,5	Oui
	30x45	74,407	0,612	2,5	Oui
	30x45	66,852	0,550	2,5	Oui
	30x65	58,099	0,331	2,5	Oui
	30x15	3,203	0,079	2,5	Oui
11ème	30x60	99,208	0,612	2,5	Oui
	30x45	75,283	0,620	2,5	Oui
	30x45	70,126	0,577	2,5	Oui
	30x65	57,731	0,329	2,5	Oui
	30x15	3,124	0,077	2,5	Oui
12ème	30x60	123,885	0,765	2,5	Oui
	30x45	78,699	0,648	2,5	Oui
	30x45	56,810	0,484	2,5	Oui
	30x65	90,911	0,518	2,5	Oui
	30x15	15,159	0,374	2,5	Oui

b. Calcul des armatures transversales :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :**
  S_t = Min (0,9d ; 40 cm)

$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e}$ K = 1 pas de reprise de bétonnage

$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq$ Max ($\frac{\tau_u}{2}$; 0,4 MPa)

- **Selon le RPA 2024 [1] :**

  $A_t = 0{,}003.\ s\ .b$

  $s \leq$ Min ($\frac{h}{4}$; $24\phi_t$; 17,5 cm ; $6\phi_l$).....Zone nodale

  $s' \leq \frac{h}{2}$……Zone courante

  Avec :

  $\phi_t \geq \phi_6$

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

Tableau V37 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section	T_u (KN)	τ_u (MPa)	BAEL 91		RPA				S_t^{adop} (cm)		A_t^{max} (cm²)	Choix
				S_t	A_t	S_t (ZN)	S_t (ZC)	A_t (ZN)	A_t (ZC)	ZN	ZC		
Principal	30x60	137,411	0,848	40	0,654	12	20	1,08	1,8	12	20	1,8	2T8
	30x45	78,699	0,648	35	0,047	12	20	1,08	1,8	12	20	1,8	2T8
Secondaire	30x45	70,126	0,577	35	0,139	12	20	1,08	1,8	12	20	1,8	2T8
Chaînage	30x65	90,911	0,518	40	0,336	15	20	1,35	1,8	15	20	1,8	2T8
	30x15	15,159	0,374	15	0,768	10	15	1,35	0,45	10	15	1,8	2T8

V.12 Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement des armatures est : **$L_r = 60\phi$ (Zone VI)**

Avec :

L_r : Longueur de recouvrement

- ϕ = 20 mm……L_r = 120 cm pour la poutre principale 30x60
- ϕ = 20 mm……L_r = 120 cm pour la poutre principale 30x45
- ϕ = 20 mm……L_r = 120 cm pour la poutre secondaire 30x45
- ϕ = 16 mm……L_r = 96 cm pour la poutre de chaînage 30x15
- ϕ = 25 mm……L_r = 150 cm pour la poutre de chaînage 30x65

V.13 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. **Appui intermédiaire :**

a. **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9\,d} \prec 0 \Rightarrow$ Pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9\,d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effet de traction

Dans ce cas, on doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u - \frac{M_a}{0,9d}\right)$$

Tableau V38 : Vérification de l'effort tranchant dans la section d'armature

Niveau	Section (cm²)	T_u (KN)	M_a (KNm)	$\frac{M_a}{0,9\,d}$ (KN)	$T_u - \frac{M_a}{0,9\,d}$
RDC	30x60	137,411	-170,974	351,80	-214,39
	30x45	71,077	-80,165	219,93	-148,85
	30x45	19,390	-80,400	220,58	-201,19
	30x65	12,662	-156,446	297,14	-284,48
	30x15	3,376	-3,436	28,28	-24,90
1er	30x60	90,689	-208,637	429,294	-338,605
	30x45	71,429	-105,996	290,80	-219,371
	30x45	24,754	-122,199	335,25	-310,50
	30x65	62,351	-262,047	497,72	-435,37
	30x15	3,288	-4,383	36,07	-32,78
2ème	30x60	91,720	-246,797	507,81	-416,09
	30x45	71,678	-119,134	326,84	-255,16
	30x45	32,689	-144,693	396,96	-364,27
	30x65	61,289	-315,032	598,35	-537,061

	30x15	3,267	-4,827	39,73	-36,463
3ème	30x60	92,339	-269,704	554,95	-462,61
	30x45	71,986	-124,726	342,18	-270,19
	30x45	37,919	-155,665	427,06	-389,14
	30x65	61,731	-343,304	652,05	-590,32
	30x15	3,288	-5,017	41,29	-38
4ème	30x60	93,419	-284,554	192,22	-98,80
	30x45	72,861	-128,099	351,44	-278,58
	30x45	44,631	-165,175	453,16	-408,53
	30x65	61,462	-360,879	685,43	-623,97
	30x15	3,255	-4,986	41,04	-37,79
5ème	30x60	94,256	-286,922	590,37	-496,11
	30x45	73,249	-129,319	354,78	-281,53
	30x45	51,103	-172,232	472,52	-421,42
	30x65	60,108	-367,908	698,78	-638,67
	30x15	3,227	-4,811	39,60	-39,37
6ème	30x60	94,529	-283,255	582,83	-488,30
	30x45	73,333	-124,709	342,14	-268,81
	30x45	53,537	-165,400	453,77	-400,23
	30x65	60,569	-360,659	685,01	-624,44
	30x15	3,250	-4,586	37,74	-34,49
7ème	30x60	95,210	-276,294	568,51	-473,3
	30x45	74,004	-119,661	328,29	-254,29
	30x45	57,267	-158,422	434,63	-377,36
	30x65	60,771	-348,231	661,41	-600,64
	30x15	3,230	-4,254	35,01	-31,78
	30x60	95,743	-261,973	196,45	-100,70

8ème	30x45	74,227	-115,263	316,22	-241,99
	30x45	61,741	-153,393	420,83	-359,09
	30x65	59,618	-331,159	628,98	-569,36
	30x15	3,205	-3,859	31,76	-28,56
9ème	30x60	96,241	-285,086	586,60	-490,36
	30x45	74,403	-109,468	300,32	-225,92
	30x35	64,866	-144,756	397,14	-332,27
	30x65	58,780	-309,007	586,91	-528,13
	30x15	3,190	-3,788	31,18	-27,99
10ème	30x60	96,160	-228,087	469,31	-373,15
	30x45	74,407	-102,898	282,30	-207,89
	30x45	66,852	-134,445	368,85	-302
	30x65	58,099	-285,098	541,50	-483,401
	30x15	3,203	-3,631	29,88	-26,68
11ème	30x60	99,208	-211,455	435,09	-335,88
	30x45	75,283	-101,472	278,39	-203,11
	30x45	70,126	-130,381	357,70	-287,57
	30x65	57,731	-267,489	508,05	-450,32
	30x15	3,124	-3,442	28,33	-25,21
12ème	30x60	123,885	-201,034	413,65	-289,77
	30x45	78,699	-85,809	235,42	-156,72
	30x45	56,810	-95,077	260,84	-204,03
	30x65	90,911	-239,717	455,30	-364,39
	30x15	15,159	-3,01	24,77	-9,61

b. **Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [2] :**
La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}{}^{m} = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :
a = Min (à ; 0,9d)
à : Largeur d'appui sans l'enrobage (à = c-c'- 2 cm)
c' : L'enrobage (c' = 3 cm)
c : Largeur du poteau en appui
b : Largeur de la poutre

Tableau V39 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

Niveau	Section (cm²)	à (cm)	a (cm)	Tu (KN)	$\sigma_{bc}{}^{m}$ (MPa)	$\underline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	30x60	55	54	137,411	0,85	27,08	vérifiée
	30x45	55	40,5	71,077	0,58	27,08	vérifiée
	30x45	55	40,5	19,390	0,16	27,08	vérifiée
	30x65	55	55	12,662	0,07	27,08	vérifiée
	30x15	55	13,5	3,376	0,083	27,08	vérifiée
1er	30x60	50	50	90,689	0,60	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	71,429	0,59	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	24,754	0,20	27,08	vérifiée
	30x65	50	55	62,351	0,38	27,08	vérifiée
	30x15	50	13,5	3,288	0,081	27,08	vérifiée
2ème	30x60	50	50	91,720	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	71,678	0,59	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	32,689	0,27	27,08	vérifiée
	30x65	50	50	61,289	0,41	27,08	vérifiée
	30x15	50	13,5	3,267	0,081	27,08	vérifiée
3ème	30x60	50	50	92,339	0,62	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	71,986	0,59	27,08	vérifiée
	30x45	50	40,5	37,919	0,31	27,08	vérifiée
	30x65	50	50	61,731	0,41	27,08	vérifiée

	30x15	50	13,5	3,288	0,081	27,08	vérifiée
4ème	30x60	45	45	93,419	0,69	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	72,861	0,60	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	44,631	0,37	27,08	vérifiée
	30x65	45	45	61,462	0,46	27,08	vérifiée
	30x15	45	13,5	3,255	0,081	27,08	vérifiée
5ème	30x60	45	45	94,256	0,70	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	73,249	0,60	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	51,103	0,42	27,08	vérifiée
	30x65	45	45	60,108	0,45	27,08	vérifiée
	30x15	45	13,5	3,227	0,081	27,08	vérifiée
6ème	30x60	45	45	94,529	0,70	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	73,333	0,60	27,08	vérifiée
	30x45	45	40,5	53,537	0,44	27,08	vérifiée
	30x65	45	45	60,569	0,45	27,08	vérifiée
	30x15	45	13,5	3,250	0,08	27,08	vérifiée
7ème	30x60	40	45	95,210	0,71	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	74,004	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	57,267	0,47	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	60,771	0,45	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	3,230	0,08	27,08	vérifiée
8ème	30x60	40	45	95,743	0,71	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	74,227	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	61,741	0,51	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	59,618	0,44	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	3,205	0,079	27,08	vérifiée
	30x60	40	45	96,241	0,71	27,08	vérifiée

9ème	30x45	40	40,5	74,403	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	64,866	0,53	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	58,780	0,44	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	3,190	0,08	27,08	vérifiée
10ème	30x60	40	45	96,160	0,71	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	74,407	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	66,852	0,55	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	58,099	0,43	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	3,203	0,079	27,08	vérifiée
11ème	30x60	40	45	99,208	0,73	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	75,283	0,61	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	70,126	0,58	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	57,731	0,43	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	3,124	0,077	27,08	vérifiée
12ème	30x60	40	45	123,885	0,92	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	78,699	0,65	27,08	vérifiée
	30x45	40	40,5	56,810	0,47	27,08	vérifiée
	30x65	40	45	90,911	0,67	27,08	vérifiée
	30x15	40	13,5	15,159	0,37	27,08	vérifiée

2.**Appui de rive :**

a. Vérification des armatures longitudinales [4] :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

Tableau V40: Vérification des armatures longitudinales sur appui

Vérifications			Section d'armature longitudinale		
Niveau	Section (cm²)	T_u (KN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm²)	A_s^{adop} (cm²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$
RDC	30x60	137,411	2,74	21,48	vérifiée
	30x45	71,077	1,42	21,48	vérifiée
	30x45	19,390	0,39	21,48	vérifiée
	30x65	12,662	0,25	33,58	vérifiée
	30x15	3,376	0,07	10,65	vérifiée
1er	30x60	90,689	1,81	21,48	vérifiée
	30x45	71,429	1,43	21,48	vérifiée
	30x45	24,754	0,5	21,48	vérifiée
	30x65	62,351	1,24	33,58	vérifiée
	30x15	3,288	0,07	10,65	vérifiée
2ème	30x60	91,720	1,83	21,48	vérifiée
	30x45	71,678	1,43	21,48	vérifiée
	30x45	32,689	0,65	21,48	vérifiée
	30x65	61,289	1,23	33,58	vérifiée
	30x15	3,267	0,07	10,65	vérifiée
3ème	30x60	92,339	1,85	21,48	vérifiée
	30x45	71,986	1,44	21,48	vérifiée
	30x45	37,919	0,76	21,48	vérifiée
	30x65	61,731	1,23	33,58	vérifiée
	30x15	3,288	0,07	10,65	vérifiée
	30x60	93,419	1,87	21,48	vérifiée
	30x45	72,861	1,46	21,48	vérifiée

4ème	30x45	44,631	0,89	21,48	vérifiée
	30x65	61,462	1,23	33,58	vérifiée
	30x15	3,255	0,07	10,65	vérifiée
5ème	30x60	94,256	1,88	21,48	vérifiée
	30x45	73,249	1,46	21,48	vérifiée
	30x45	51,103	1,02	21,48	vérifiée
	30x65	60,108	1,20	33,58	vérifiée
	30x15	3,227	0,06	10,65	vérifiée
6ème	30x60	94,529	1,89	21,48	vérifiée
	30x45	73,333	1,47	21,48	vérifiée
	30x45	53,537	1,07	21,48	vérifiée
	30x65	60,569	1,21	33,58	vérifiée
	30x15	3,250	0,07	10,65	vérifiée
7ème	30x60	95,210	1,90	21,48	vérifiée
	30x45	74,004	1,48	21,48	vérifiée
	30x45	57,267	1;15	21,48	vérifiée
	30x65	60,771	1,22	33,58	vérifiée
	30x15	3,230	0,06	10,65	vérifiée
8ème	30x60	95,743	1,91	21,48	vérifiée
	30x45	74,227	1,49	21,48	vérifiée
	30x45	61,741	1,23	21,48	vérifiée
	30x65	59,618	1,19	33,58	vérifiée
	30x15	3,205	0,06	10,65	vérifiée
9ème	30x60	96,241	1,92	21,48	vérifiée
	30x45	74,403	1,49	21,48	vérifiée
	30x45	64,866	1,30	21,48	vérifiée
	30x65	58,780	1,18	33,58	vérifiée

	30x15	3,190	0,06	10,65	vérifiée
10ème	30x60	96,160	1,92	21,48	vérifiée
	30x45	74,407	1,49	21,48	vérifiée
	30x45	66,852	1,34	21,48	vérifiée
	30x65	58,099	1,16	33,58	vérifiée
	30x15	3,203	0,06	10,65	vérifiée
11ème	30x60	99,208	1,98	21,48	vérifiée
	30x45	75,283	1,51	21,48	vérifiée
	30x45	70,126	1,40	21,48	vérifiée
	30x65	57,731	1,15	33,58	vérifiée
	30x15	3,124	0,06	10,65	vérifiée
12ème	30x60	123,885	2,48	21,48	vérifiée
	30x45	78,699	1,57	21,48	vérifiée
	30x45	56,810	1,13	21,48	vérifiée
	30x65	90,911	1,82	33,58	vérifiée
	30x15	15,159	0,03	10,65	vérifiée

b. Vérification de la contrainte de compression du béton [4] :

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{T_u \leq 0{,}267\ b.a.f_{c28}}$$

Avec :

b : Largeur de la poutre

a = Min (à ; 0,9d)

à : Longueur d'appui (à = c-c' - 2 cm)

c : Largeur d'appui (poteau)

Tableau V41 : Vérification de la contrainte de compression du béton sur appui

Vérifications			Contrainte de compression du béton	
Niveau	Section (cm²)	a (cm)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (KN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$
RDC	30x60	54	1081,35	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,01	Vérifiée
	30x65	55	1101,38	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
1er	30x60	50	1001,25	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	55	1101,38	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
2ème	30x60	50	1001,25	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	50	1101,38	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
3ème	30x60	50	1001,25	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	50	1101,38	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée

4ème	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	901,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
5ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	901,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
6ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	901,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
7ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
8ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
9ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée

	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
10ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
11ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée
12ème	30x60	45	901,13	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x45	40,5	811,02	Vérifiée
	30x65	45	9001,13	Vérifiée
	30x15	13,5	270,34	Vérifiée

V.14 Arrêt des barres [2] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq$ $\frac{L^{max}}{4}$ Appui en travée de rive

$\frac{L^{max}}{4}$ Appui en travée intermédiaire

Avec : $L = Max\ (L_{gauche}\ ;\ L_{droite})$

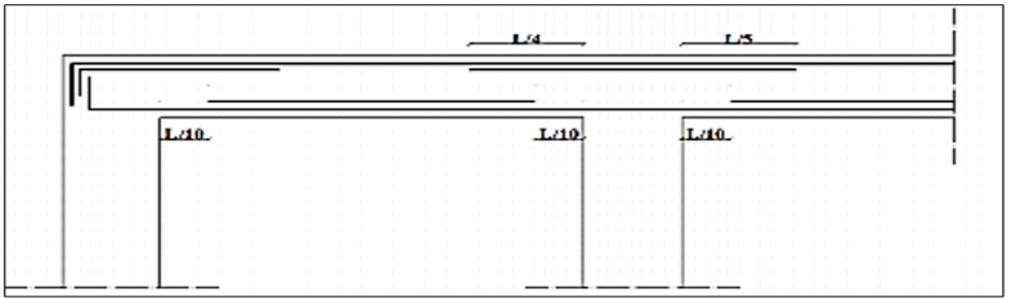


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.15 Vérification de la flèche [1] :

La vérification de la flèche se fait suivant la formule suivante :

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \underline{f}$$

Avec :

Δ_{ft} : Flèche totale

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q)

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

- Calcul du moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + 15[A_s.\ (d-y)^2 + A'_s.\ (y - d')^2]$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1\, I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \dfrac{0{,}05\, x\, f_{t28}}{\rho\, x\, (2 + 3\, x\, \frac{b_0}{b})}$……Coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \dfrac{0{,}02\, x\, f_{t28}}{\rho\, x\, (2 + 3\, x\, \frac{b_0}{b})}$…….Coefficient pour la différée

$\rho = \dfrac{A}{bxd}$……..Pourcentage des armatures

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\, x\, \rho\, x\, \sigma_s + f_{t28}}$$

- Calcul de la flèche instantanée dû à l'ensemble des charges (G+Q) :

$$f_{pi} = \frac{M_s\, L^2}{10\, x\, E_{ij}\, x\, I_{fi}}$$

Avec :
E_{ij} : Module de déformation instantanée
I_{fi} : Moment d'inertie fictif instantanée

- Calcul de la flèche instantanée dû à l'ensemble des charges permanentes (G) :

$$f_{gi} = \frac{M_G\, L^2}{10\, x\, E_{ij}\, x\, I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche de longue durée dû à l'ensemble des charges permanentes (G) :

$$f_{gv} = \frac{M_G\, L^2}{10\, x\, E_{vj}\, x\, I_{fv}}$$

Avec :

E_{ij} : 32164,200 MPa

E_{vj} : 10818,8656 MPa

$\underline{f} = \frac{L}{1000} + 5$

➢ **Poutre principale :**

Tableau V 42 : Vérification de la flèche pour la poutre principale 30x60

L_0 (m)	M_{ser} (KNm)	M_G (KNm)	A_s (cm²)	ρ
7,1	98	89	9,42	0,013
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm^4)	f_{pi}
500	1,62	0,922	2356775,13	1,49
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	$\underline{f}$	Observation
1,34	2,56	5,39	5,71	Vérifiée

Tableau V 43 : Vérification de la flèche pour la poutre principale 30x45

L_0 (m)	M_{ser} (KNm)	M_G (KNm)	A_s (cm²)	ρ
5,40	61,04	84	9,42	0,018
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm^4)	f_{pi}
500	1,17	0,904	1018982,92	1,02
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	$\underline{f}$	Observation
1,40	2,88	5,3	5,54	Vérifiée

➢ **Poutre secondaire :**

Tableau V 44 : Vérification de la flèche pour la poutre secondaire 30x45

L_0 (m)	M_{ser} (KNm)	M_G (KNm)	A_s (cm²)	ρ

4,20	50,14	68,91	9,42	0,018
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm^4)	f_{pi}
500	1,17	0,904	1018982,92	0,5
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	$\underline{f}$	Observation
0,69	1,43	2,62	5,42	Vérifiée

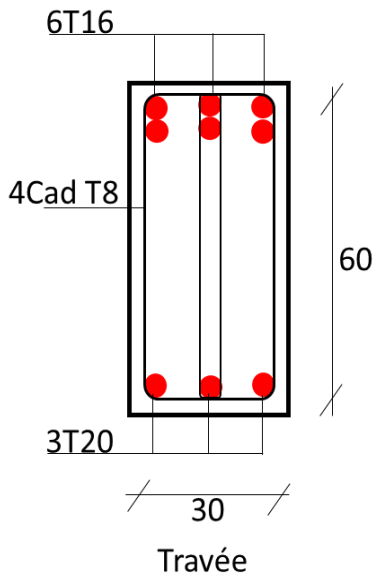
➢ **Poutre de chaînage :**

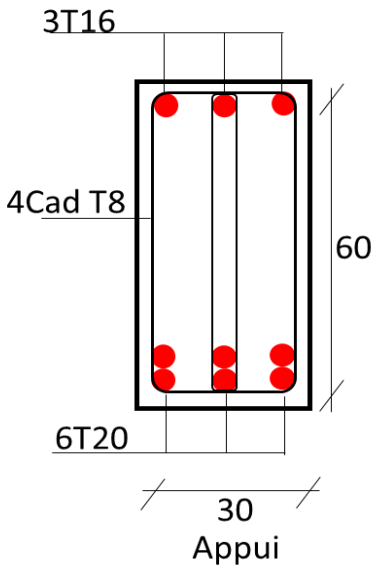
Tableau V45 : Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage 30x65

L_0 (m)	M_{ser} (KNm)	M_G (KNm)	A_s (cm²)	ρ
4,20	60,65	84,56	14,73	0,019
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm^4)	f_{pi}
500	1,11	0,908	3098745,69	0,20
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	$\underline{f}$	Observation
0,27	0,57	1,04	5,42	Vérifiée

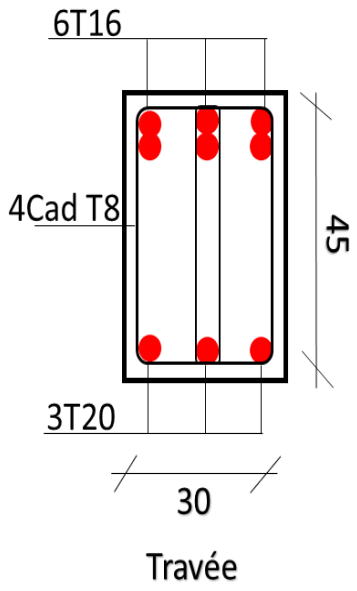
Tableau V46 : Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage 30x15

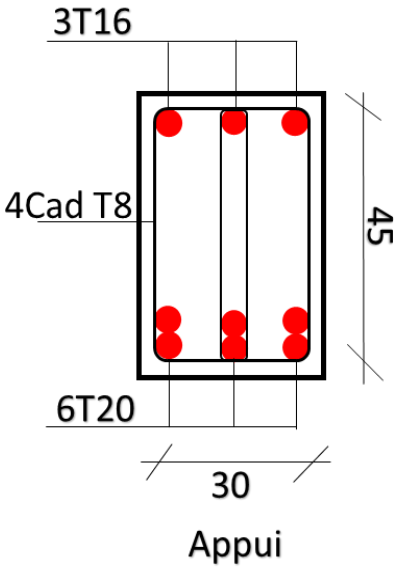
L_0 (m)	M_{ser} (KNm)	M_G (KNm)	A_s (cm²)	ρ
4,20	3,66	5,31	4,62	0,026
σ_s	λ_i	μ	I_0 (cm^4)	f_{pi}
500	0,808	0,932	39806,28	0,8
f_{gi}	f_{gv}	Δ_{ft}	$\underline{f}$	Observation
1,17	2,57	4,54	5,42	Vérifiée



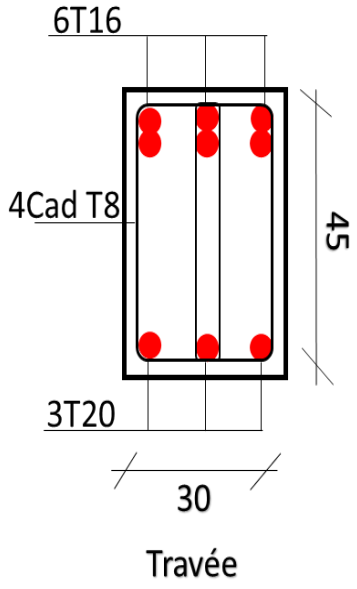


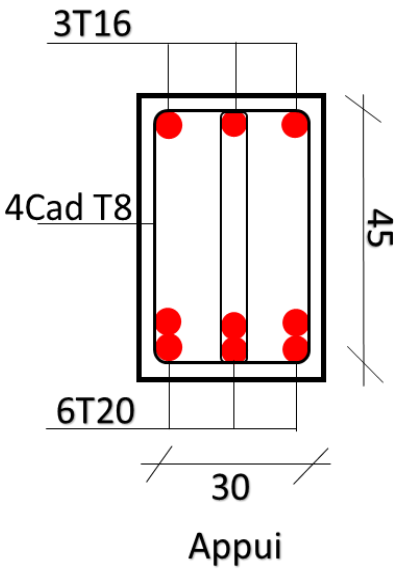
Poutre principale 30x60



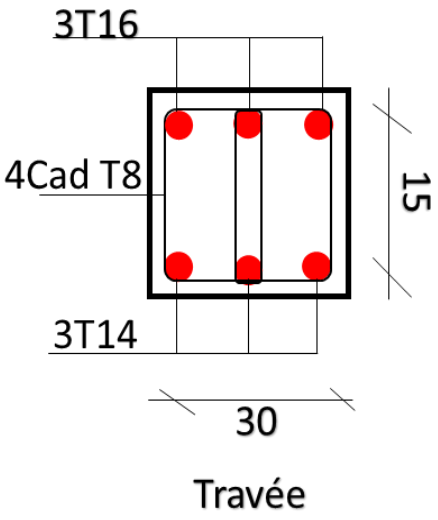


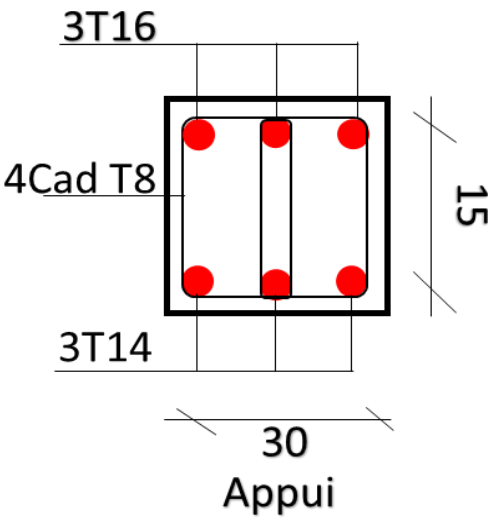
Poutre principale 30x45



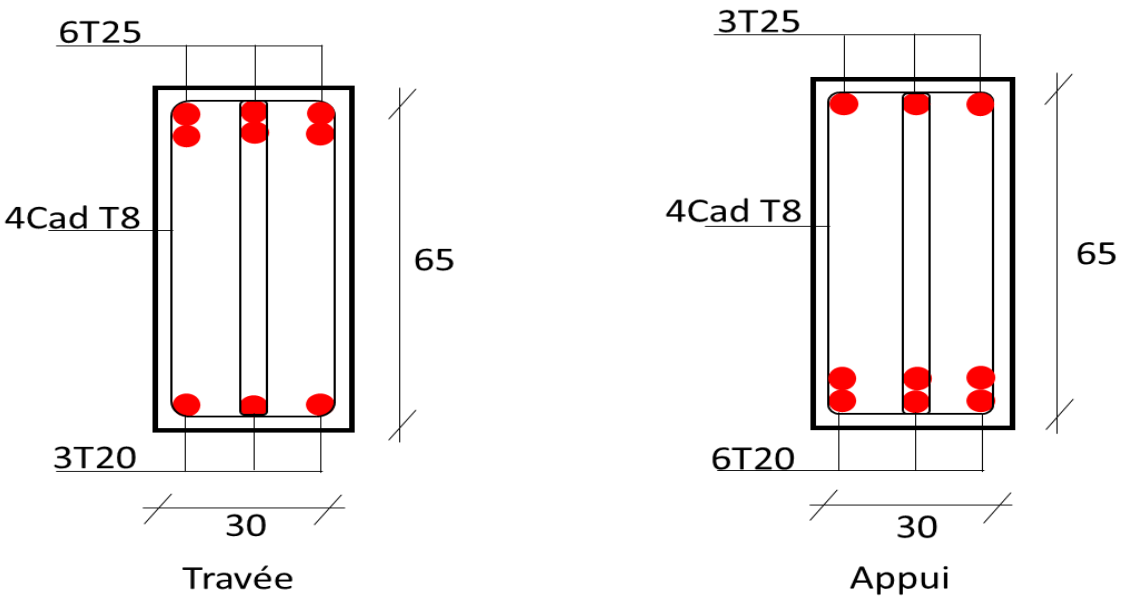


Poutre secondaire 30x45





Poutre de chaînage 30x15



Poutre de chaînage 30x65

Figure V.3 : ferraillage des poutres

V.16 Les voiles :

V.16.1 Généralités :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement vertical et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être:

- En maçonnerie, on leur réservera le nom de murs;
- En béton armé ou non armé, ils sont appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Remarque :

Des voiles en acier sont très rarement utilisées pour des contreventements de structures métalliques (steel, shear, wall) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis par exemple, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et des murs est:

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).

- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logement, chambre d'hôtel, et une protection incendie (couvre-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** ≪ murs en béton banché ≫ **[7]**

Les voiles sont utilisées en façade, en pignons ou à l'intérieur des constructions.

Un poteau ≪allongé≫ de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile **[8]**.

Qu'ils soient armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armature :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leur extrémité.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventements, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé qui assurent, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur un pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble.

En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges vertical est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur du centre des murs.

V.16.2 Ferraillage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base.

La figure ci-dessous montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

1- D'armature verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρvo) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρv).

2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elle aussi uniformément réparties et de pourcentage ρH.
3- D'armatures transversales (épingles) perpendiculaires aux parements du voile.
Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.
A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.
Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance de l'effort tranchant.

Tableau V47 : Tableau des sections d'armatures des voiles

Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = \frac{A_0}{B}$
Verticales réparties	A	$\rho_0 = \frac{A}{e_s}$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_0 = \frac{A_t}{e_t}$

V.17 Justification sous sollicitations normales [9] :

a. Condition d'application :

La longueur du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur (a) du mur :

- $a \geq 10$ cm pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12$ cm pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15$ cm pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

b. Longueur de flambement : (murs non raidis latéralement)

Soit :

l : La hauteur libre du mur

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $(\frac{L_f}{l})$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V48 : Valeurs de (l_f / l)

Liaison du mur	Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement

Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,9
Mur articulé en tête et en pied		1	1

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression à ELU [8] :

Soit :

l_f : Longueur de flambement calculée

a : Epaisseur du voile

d : Longueur du voile

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : Limite élastique de l'acier

γ_b : 1,2

γ_s : 1

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir **[9]**

Tableau V49 : Calcul de la contrainte limite des voiles

Notation		Unités	Voiles armés verticalement	Voiles non armés verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m²	d (a - 0,02)	
Pour λ ≤ 50	α		$\frac{0,65}{1 + 0,2\,(\frac{\lambda}{30})^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2\,(\frac{\lambda}{35})^2}$

Pour $50 \leq \lambda \leq 80$				$0,6\ (\frac{50}{\lambda})^2$
Effort limite ultime	N_u	KN	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\,\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right]$	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\,\gamma_b}\right]$
Contraintes limites	σ	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_u}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_u}{ad}$

Remarque : Les contraintes limites seront appelées σ_{ba} et σ_{bna} selon que le béton soit armé ou non armé.

d. Niveau de vérification [8] :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\,lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\,lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on néglige le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^{\,c} < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant :

$\sigma_u^{\,c}$: Contrainte de compression ultime calculée.

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre (a).

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V50 : Pourcentage et espacement des aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33\text{ m} ; 2a)$	$S_t \leq 0,33$ m
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho\nu\ d\ a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100\,a} \geq \text{Max}\left[\frac{2\,\rho_{v\,Max}}{3}\ ;\ 0,001\right]$
Pourcentage minimal	$\rho\nu = \text{Max}\left[0,001;\ 0,0015\ \frac{400\theta}{f_e}\left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\,lim}} - 1\right)\right]$	$\rho\nu_{Max}$ = Pourcentage vertical de la

	par moitié sur chaque face Avec : θ = 1,4 pour un voile de rive θ = 1 pour un voile intermédiaire	bande la plus armée

- La section d'armature correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

2. **Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [8], [9]**
   Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de N_u sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V51 : Diamètre et nombre des aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12$ mm	4 épingles par m² de voile	6 mm
12 mm < $\phi_l \leq 20$ mm	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
20 mm < ϕ_l	Espacement $\leq 15\ \phi_l$	8 mm

3. **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux**

En addition aux spécification, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les équations suivantes :

$$\tau_b \leq \mathbf{0{,}2f_{C28}}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{\underline{V}}{b_0 d}$$

Avec :

$\underline{V} = 1{,}4V_{u,calcul}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile avec d = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

V.18 Procédure de ferraillage des trumeaux :

Introduction :

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements BAEL 91 et RPA 99 version 2024.

L'apparition de logiciels moderne d'analyse de structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilitée, après

une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

V.19 Méthode simplifiée (variante 2) pour les voiles rectangulaires : [8]

- C'est une méthode simplifiée basée sur la contrainte (variante 2), proposée en référence **[8]**.
- **Le DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

NB :

➢ Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat de l'ETABS ou du Sap2000.

➢ L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans toutes les voiles de la structure.

➢ Dans notre cas, les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charges qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.
Le calcul se fait en fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{Ml_t}{I} \quad \textbf{(traction)}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{Ml_c}{I} \quad \textbf{(compression)}$$

Avec:

A = l.a

$I = \frac{al^3}{12}$

N: effort normal

M: moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

1er cas : Section entièrement comprimée [8]

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est telle que :

L_i est tel que :

$$\mathbf{L_i \leq Min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)}$$

h_e : Hauteur d'étage

L_c : Longueur de la zone comprimée

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

➢ Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'acier de compression.

➢ Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} On devra augmenter les dimensions du voile.

2ème cas : Section partiellement tendue [8]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimé voir 1er cas.
- Pour la zone tendue, on pourrait la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

  Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_S}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \qquad i = 4 \text{ ou } 5$$

Avec :

$\Delta_s = b\, L_i$

b = épaisseur du voile

$\frac{A_S}{S}$: est répartie sur S

V.20 Aciers horizontaux :

$$\mathbf{A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})}$$

$$\mathbf{A_{h2} = \frac{\tau_u b_o s_t}{0{,}8\,(0{,}8 f_e)} = \frac{1{,}4\,\tau_u a S_t}{0{,}8 f_e} 1{,}25 \qquad [9]}$$

τ_u = est donné par ETABS

S_t : Espacement maximal trouvé par A_v

b_0 = a (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq \text{Max}\,(A_{h1}, A_{h2})$

V.21 Aciers supplémentaire et dispositions constructives :

➢ **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V52 : Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm²	$0{,}6\frac{400}{f_e}$	$1{,}2\frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

V.22 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 2024) :

a. Aciers verticaux :

- Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.
- Les armatures d'âmes doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.
- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

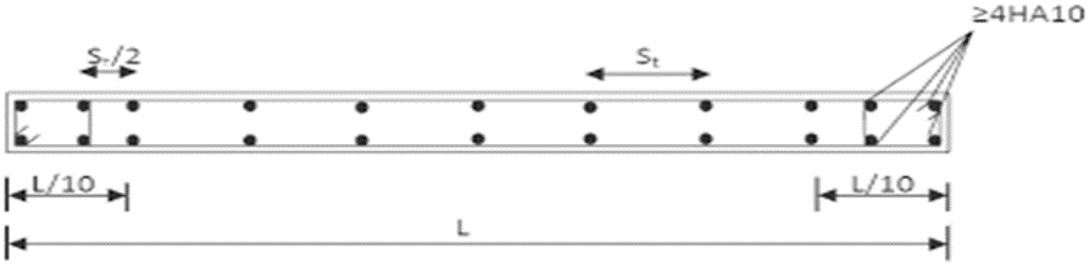


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\underline{V}}{\tau f_e}$$

Avec :

$\underline{V}$: effort tranchant de calcul, $\underline{V} = 1{,}4V_{u\ calcul}$

τ : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

c. Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\mathbf{S \leq min\ (1{,}5b_w\ ,\ 25\ cm)}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m^3.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$\mathbf{A_{vj} = 1{,}1 \frac{\underline{V}}{f_e}} \quad \mathbf{(1)}$$

Avec : $\underline{V} = 1{,}4\ V_{u,calcul}$

Seul est ajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn (1) et celle des barres existantes.

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$)

Exemple de calcul :

Soit le voile longitudinal V21

Coffrage :

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{ m}\right)$$

l_w : Représente la longueur du voile

L'épaisseur minimale (bw) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max\left(15\text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

b_w : Largeur de l'âme du voile

$$b_w \geq \max\left(15\text{ cm}; \frac{3{,}74}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq 18{,}70\text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_w = 25\text{ cm}$$

On adopte $\mathbf{b_w = 25\ cm}$

$$l_w \geq \max\left(\frac{3{,}74}{3} ; 4 \times 0{,}25 ; 1\text{ m}\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1{,}24 ; 1 ; 1)$$

$$\Rightarrow l_w \geq 1{,}25$$

On adopte $\mathbf{l_w = 2\ m}$

Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0{,}40$$

ν_d : Effort normal réduit
N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section
B_c : Section du voile
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton

$$\nu_d = \frac{3056{,}3276 \, x \, 10^3}{(2000 \, x \, 250) \, x \, 25} = \mathbf{0{,}24 \leq 0{,}40} \qquad \textbf{condition vérifiée}$$

Vérification de la condition d'élancement :
L'élancement d'un voile est vérifié par la formule suivante :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{44{,}54}{2} = \mathbf{22{,}27 > 2} \quad \Rightarrow \textbf{voile élancé}$$

Evaluation de la hauteur critique :
La hauteur, hcr, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

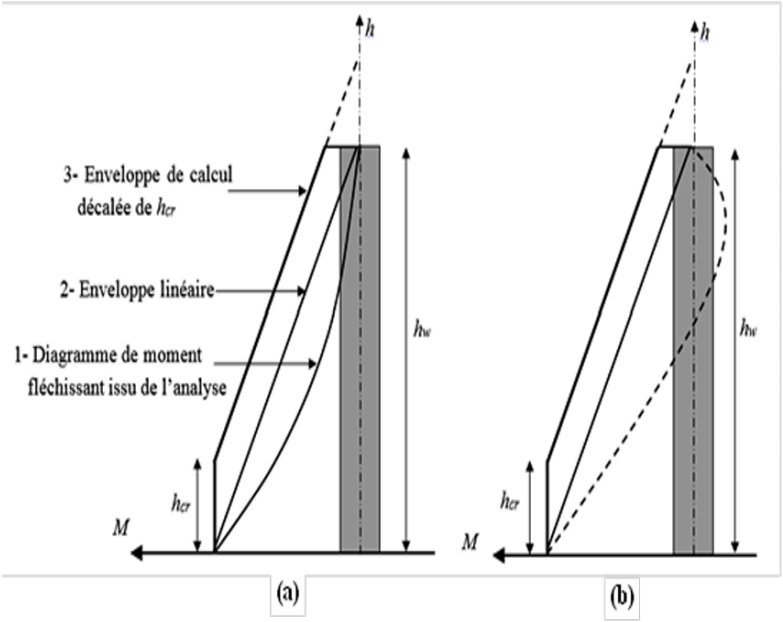


Figure V.5 : Schéma de la hauteur critique

$h_{cr} = \max (l_w ; \frac{h_w}{6}) = \max (2 ; \frac{44{,}54}{6}) = \max (2 ; 7{,}42) = 7{,}42$ m

Et

$h_{cr} = 7{,}42 \leq$ $2 \times l_w = 2 \times 2 = 4$ Condition non vérifiée

$2 \times h_e = 2 \times 3{,}74 = 7{,}48$ m Condition vérifiée

On adopte $\mathbf{h_{cr} = 7}$ **m**

➢ **Enveloppe du diagramme des moments fléchissants :**

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

• La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.

• La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs

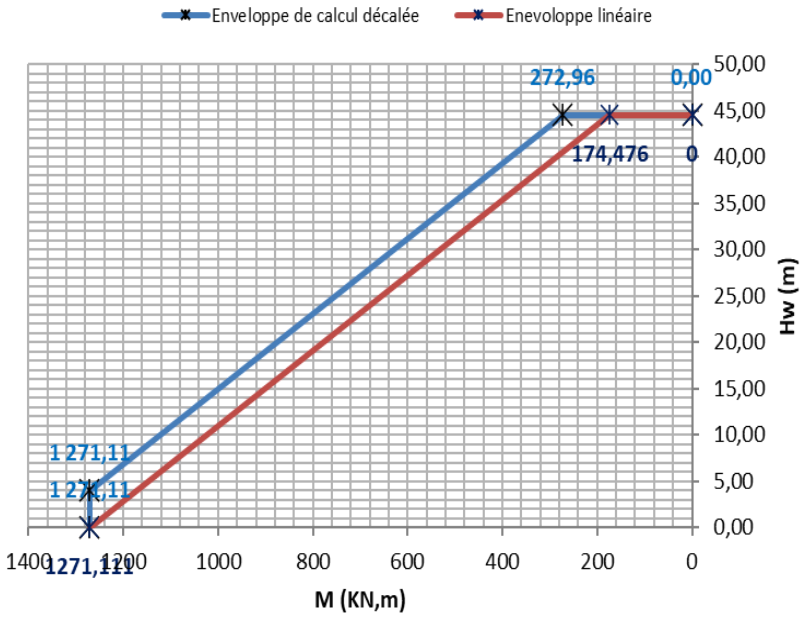


Figure V.6 : Schéma de l'enveloppe de calcul

➢ **Dimensionnement des éléments de rives :**

- **Condition géométrique :**

a. Longueur confinée (l_c) :

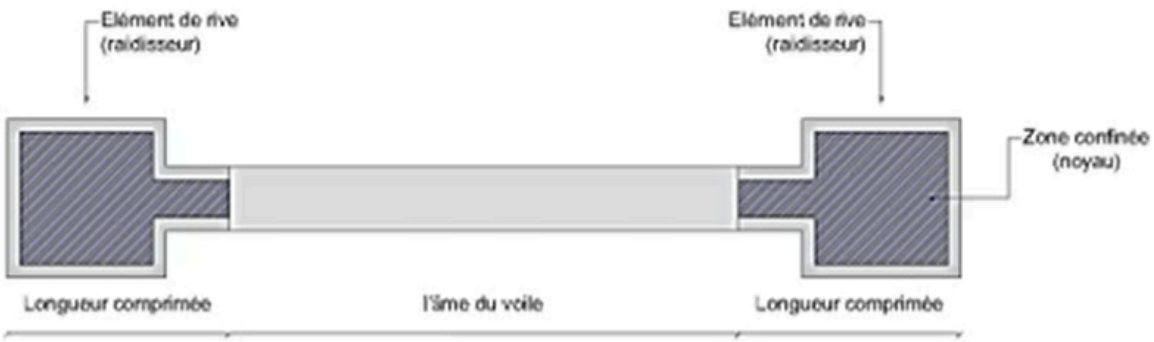


Figure V.7: Schéma de l'élément de rive du voile

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, lc, mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à εcu = 0,35%
La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$l_c \geq \max(0{,}15\ l_w\ ;\ 1{,}5\ b_w)$
$l_c \geq \max(0{,}15x2\ ;\ 1{,}5x0{,}25) \Rightarrow l_c \geq \max(0{,}3\ ;\ 0{,}375)$
$\Rightarrow l_c \geq 0{,}375$
On adopte $\mathbf{l_c = 0{,}40\ m}$

b. Epaisseur confinée (b_c) :

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

Si $l_c \leq \min(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$
Si $l_c \geq \max(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$

$$l_c = 0{,}40\ m \leq \min(0{,}5\ ;\ 0{,}4) = 0{,}4\ m$$

Donc $\quad b_c \geq \frac{h_e}{15} \quad \rightarrow \quad \mathbf{b_c \geq 0{,}25\ m}$

$b_c \geq \max(20cm\ ;\ \frac{h_e}{20}) \Rightarrow b_c \geq \max(20cm\ ;\ \frac{374}{20})$
$\Rightarrow b_c \geq \max(20cm\ ;\ 18{,}7)$
$\Rightarrow b_c \geq 20\ cm$
On adopte $\mathbf{b_c = 25\ cm}$

$b_c = 25\ cm \geq 25\ cm \quad \rightarrow$ Condition vérifiée

c. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rives :

Le calcul des armatures longitudinales du voile se fait en flexion composée en zone critique sous N et M tout en considérant la section du voile comme une section rectangulaire de (b_c x l_w).

Tableau V53 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Hauteur critique h_{cr} (m)	7
Effort normal de calcul (KN)	695,8195
Moment fléchissant de calcul (KN.m)	1271,111
Section calculée A_s	20,08
Choix des barres	10T20 = 31,42 cm²
Moment résistant M_R (KNm)	1500

- **Pourcentage minimal longitudinal dans les éléments de rives :**

$A_{Vmin} \geq 0,5\% (l_c \times b_c) \Rightarrow A_{Vmin} \geq 0,5\% (40x25) = 5$ cm²

$A_s = 31,42$ cm² ≥ 5 cm² condition vérifiée

- **Espacement vertical des armatures de confinement (S_t) :**
Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

$S_t \leq \min (\frac{b_0}{3}$; 12,5 cm ; $6\phi_l)$ $\phi_l \geq 12$ mm

$S_t \leq \min (\frac{19}{3}$; 12,5 cm ; 6x2)

$S_t \leq \min (6,33$; 12,5 cm ; 12)

$S_t \leq 6,33$ cm

On prends **S_t = 6 cm**

- **Section minimale des armatures de confinement :**
Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{fe} \\ 0{,}3 \times S_t \times b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

A_g / A_c : représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$A_g = h_c \times b_c$

$A_c = l_c \times b_0$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}09 \times 6 \times 19 \times \frac{25}{500} \\ 0{,}3 \times 6 \times 19 \times (\frac{46 \times 25}{40 \times 19} - 1) \times \frac{25}{500} \end{cases}$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}513 \\ 0{,}88 \end{cases} \Rightarrow A_t \geq 0{,}88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_t = 4T10 = 3{,}14\ cm^2} \text{ (1 cadre + 1 épingle)}$$

➢ **Ferraillage de l'âme du voile :**

a. Ferraillage horizontal dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min(1{,}5\text{x}25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25 \text{ cm}$$

On prends $\mathbf{S_h}$ = **15 cm**

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{S_h} \geq \frac{\underline{V}}{z \times f_e}$$

Avec :

$\underline{V}$: Effort tranchant de calcul : $\underline{V}$ = 1,4 V

z : Distance entre les cgd des armatures des extrémités confinés (z = 1,6 m)

$A_h \geq \frac{150\ x\ 1{,}4\ x\ 194{,}6753.10^3}{1600\ x\ 500} = 0{,}51$ cm²

$A_h \geq 0{,}51$ cm²

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/10

$$8\text{mm} \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{10}$$

$$8\text{mm} \leq 12 \leq \frac{250}{10}\ \text{mm}$$

$$\mathbf{8mm \leq 12 \leq 25mm}$$

Choix du ferraillage : 2x10T16 = 40,22 cm²

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{h\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{h\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

$A_h = 40{,}22$ cm² $\geq A_{h\ min} = 0{,}75$ cm² condition vérifiée

b. Ferraillage vertical dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_v \leq \min(1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min(1{,}5\text{x}25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25\ \text{cm}$$

On prends **S_v = 15 cm**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{v\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{v\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

$A_v \geq 0{,}75$ cm²

$A_v = 40{,}22$ cm² $\geq A_{v\ min} = 0{,}75$ cm² condition vérifiée

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/8

$$8\text{mm} \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8\text{mm} \leq 12 \leq \frac{250}{8}\ \text{mm}$$

$$\mathbf{8mm \leq 12 \leq 31{,}25mm}$$

e. Exigences de ductilité pour la zone critique :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq \mathbf{0{,}40}$$

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires.

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à ε_{cu} **= 0,35%** . Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$\mathbf{l_c \geq max\ (0{,}15 l_w\ ;\ 1{,}5 b_w)}$$

Avec :

l_w : Longueur du voile

b_w : Largeur de l'âme du voile

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$\mathbf{b_c \geq max\ (20\ cm\ ;\ \frac{h_e}{20})}$$

Si le voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq he/15$) et d'une longueur ($l_f \geq he/5$) et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au-delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à (3bw) , alors l'épaisseur de l'élément de rive confine b_c reste égale à b_w. Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive χ_u doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$\chi_u = (v_d + \omega_v)\ \frac{h_c \cdot b_c}{b_0}$$

$$\mathbf{v_d} = \frac{N_d}{h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}}$$

$$\boldsymbol{\omega_v} = \frac{A_{sv}}{h_c . b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

h_c : longueur de la partie confinée

b_c : largeur de la partie confinée égale à bw dans le cas d'une section rectangulaire

b_w : largeur du voile

ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

A_{sv} : section de ferraillage correspondant à la section du voile ($h_c.b_w$)

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{s_t \leq min\ (b_c /2,\ 20\ cm\ ,8\phi_l)}$$

Avec :

ϕ_l : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm. La section des armatures de confinement dans les éléments de rive (A_t) mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$\mathbf{A_t \geq 0.\ 09st.b_0.} \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\mathbf{A_t \geq 0.\ 3st.b_0.\ (}\frac{A_g}{A_c}\mathbf{-1).} \frac{f_{c28}}{f_e}$$

où :

b_0 : représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive

$\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur. Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau

supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.

➢ **Justification de la condition de la ductilité locale du voile V21:**

- **La longueur comprimée des parties de rive lc, calculée :**

$l_{c.\ calcul} = X_u\ (1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}})$

Avec :

X_u : Position de l'axe neutre

ε_{cu} : Déformation critique du béton 0,35%

$\varepsilon_{cu,c}$: Raccourcissement limite à la rupture

$$\mathbf{l_{c.\ calcul} \geq max\ (0.15l_w\ ;\ 1.5b_w\ )}.$$

a. Position de l'axe neutre :

$X_u = (\nu_d + w_v).\frac{l_w.b_c}{b_0}$

Avec :

ν_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

N_d = 663,8917 KN ; l_w = 2 m ; b_c = 25 cm ; b_0 = 19 cm

$\nu_d = \frac{663{,}8917.10^3}{2000\ x\ 250\ x\ 25} = 0{,}06 \leq 0{,}4$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c).\ b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

A_{sv} : Section de ferraillage correspondant à la section de l'âme du voile

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} . \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$

$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{500}{25}$ x $\frac{1{,}2}{1} = 24$

$\omega_v = \frac{18{,}10}{(200 - 2x40)\ x\ 25}$ x 24 = 0,26

$X_u = (0{,}053 + 0{,}14)\ \frac{200\ x\ 25}{19} = 82{,}37$ cm

b. Raccourcissement limite à la rupture ($\varepsilon_{cu,c}$) :

$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035 + 0{,}1\ \alpha\omega_{wd}$

Avec :
ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement
α : Coefficient d'efficacité du confinement

$$\omega_{wd} = \frac{Volume\ des\ armatures\ de\ confinement}{volume\ du\ noyau\ en\ béton} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}\ (cm^3)}{V_{nc}\ (cm^3)} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

c. Volume du noyau en béton (V_{nc}) :

$V_{nc} = h_{cr}$ x b_0 x l_c = 700 x 19 x 40 = 532000 cm^3

d. Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L\ x\ (\pi\ x\ \frac{\phi_l^2}{4})\ x\ N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre+étrier+épingle)
N_{br} : Nombre des cadres sur la longueur critique (Lcr)

L = L1 (cadre 1) + L2 (épingle)
L = (b_0 * 2 + Lc * 2 + 3 + 3)+ (b_0 * 2 + 3 + 3)
L = (19x2 + (2x40) + 3+3) x 2 + (19x2 + 3+3)
L = 124 + 44
L = 168 cm

$$N_{br} = \frac{L_{cr} - 10\ cm}{S_t} = \frac{200 - 10}{6} = 32 \text{ cadres}$$

$$V_{st} = L\ x\ (\pi\ x\ \frac{\phi_l^2}{4})\ x\ N_{br} = 168\ x\ (\pi\ x\ \frac{0{,}8^2}{4})\ x\ 98 = 167731{,}2\ cm^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}\ (cm^3)}{V_{nc}\ (cm^3)} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{167731{,}2}{532000}\ x\ 24 = 0{,}32$$

e. Coefficient d'efficacité du confinement α :

$\alpha_n = 1 - \sum_n (\frac{b_i}{6b_0h_0})$

$\alpha_s = (1 - \frac{t}{2b_0})(1 - \frac{t}{2h_0})$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles
bi : distance entre des barres maintenus consécutives.

n = 10 bars ; b_i = 10 cm ; b_0 = 19 cm ; h_0 = 40 cm ; s_t = 6 cm

$\alpha_n = 0,78$
$\alpha_s = 0,78$

$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,61$

$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,02$

$l_{c.\ calcul} = X_u (1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}) = 52,74 (1 - \frac{0,0035}{0,02}) = 69,66$ cm

$l_{c.\ calcul} \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow 69,66 \geq 37,5$ Condition vérifiée

On calcule les volumes sur la hauteur critique h_{cr} = 7 m

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu\phi \times (\nu_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

μϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
$\varepsilon_{sy.d}$: Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy.d} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0,0025$$

- requise du coefficient de ductilité en courbure μϕ :

$$\mu\phi = \begin{cases} 2\left(\frac{R}{Q_f}\cdot\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2\left[\left(\frac{R}{Q_f}\cdot\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right]\frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de hcr) à la base du mur

M_{RD} : est la résistance à la flexion de calcul.

M_{ED} = 1271,111 KN.m ;
M_{RD} = 1500 KN.m ;
T_0 = 1,11 s ;
T_2 = 0,6 s ;
R = 4,5 ;
Q_F = 1,05

$$\mu\phi = 2\left(\frac{R}{Q_f}\cdot\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 = 6{,}26$$

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu\phi \text{ x } (\nu_d + \omega_v)\,.\,\varepsilon_{sy.d}\,\frac{b_c}{b_0} - 0{,}035$$

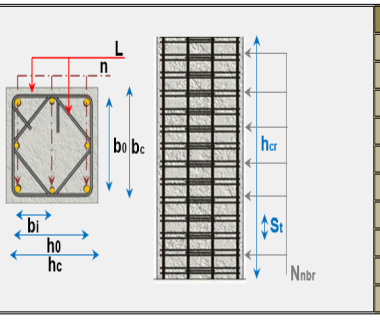
$$\omega_{wd} \geq \frac{30\mu_\phi\, x\, (\nu_d + \omega_v)\, x\, \varepsilon_{sy.d}\,\frac{b_c}{b_0} - 0{,}035}{\alpha}$$

$$0{,}32 \geq \frac{30x6{,}26\, x\, (0{,}06 + 0{,}14)\, x\, 0{,}0025\, x\frac{25}{19} - 0{,}035}{0{,}64} = 0{,}2606 \text{ condition vérifiée}$$

Conditions de ductilite locale

ELEMENT DE RIVE GOUCHE	
νd (KN)	Fyd/Fcd
0,06	24,00
ωv	χu
0,26	82,37
Vnc (cm³)	Vst (cm³)
532000,00	167731,20
εcu	ωwd
0,0035	0,32
αn	αs
0,78	0,78
α	εcu,c
0,61	0,02
εsy	μø
0,0025	6,26
lc,calcul (cm)	ωwd
69,66	0,2606
Condition vérifie	

ELEMENT GOUCHE	
n	10
bi (cm)	10,00
L (cm)	168,00
Øl (mm)	16,00
Nnbr	26
St (cm)	6,00
bc (cm)	25,00
b0 (cm)	19,00
hc (cm)	46,00
h0 (cm)	40,00



ELEMENT DROITE	
n	10
bi (cm)	10,00
L (cm)	168,00
Øl (mm)	16,00
Nnbr	26
St (cm)	12,00
bc (cm)	60,00
b0 (cm)	54,00
hc (cm)	46,00
h0 (cm)	40,00

ELEMENT DE RIVE DROITE	
νd (KN)	Fyd/Fcd
0,06	24,00
ωv	χu
0,26	69,56
Vnc (cm³)	Vst (cm³)
1512000,00	167731,20
εcu	ωwd
0,0035	0,11
αn	αs
0,92	0,76
α	εcu,c
0,70	0,01
εsy	μø
0,0025	6,26
lc,calcul (cm)	ωwd
47,89	0,1841
Condition vérifie	

Figure V.8 : Vérification de la ductilité du voile V21

- **Voile longitudinal V24 :**

$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{ m}\right)$

$b_w \geq \max\left(15\text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right)$

$b_w \geq \max\left(15\text{ cm} ; \frac{3,74}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq 18,70\text{ cm}$

$\Rightarrow b_w = 25\text{ cm}$

On adopte $\mathbf{b_w = 25\text{ cm}}$

$l_w \geq \max\left(\frac{3,74}{3} ; 4 \times 0,25 ; 1\text{ m}\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1,24 ; 1 ; 1)$

$\Rightarrow l_w \geq 1,25$

On adopte $\mathbf{l_w = 2,4\text{ m}}$

➢ **Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles :**

$$\nu_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,40$$

$\nu_d = \frac{2389,1194 \times 10^3}{(2400 \times 250) \times 25} = \mathbf{0,15 \leq 0,40}$ **condition vérifiée**

➢ **Vérification de la condition d'élancement :**

L'élancement d'un voile est vérifié par la formule suivante :

$\frac{h_w}{l_w} = \frac{44,54}{2} = \mathbf{22,27 > 2} \quad \Rightarrow$ **voile élancé**

➢ **Evaluation de la hauteur critique :**

$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = \max\left(2,4 ; \frac{44,54}{6}\right) = \max(2,4 ; 7,42) = 7,42\text{ m}$

Et

$h_{cr} = 7{,}42 \leq$ $2 \times l_w = 2 \times 2{,}4 = 4{,}8$ Condition non vérifiée

$2 \times h_e = 2 \times 3{,}74 = 7{,}48$ m Condition vérifiée

On adopte $\mathbf{h_{cr} = 7}$ **m**

➢ **Enveloppe du diagramme des moments fléchissants :**

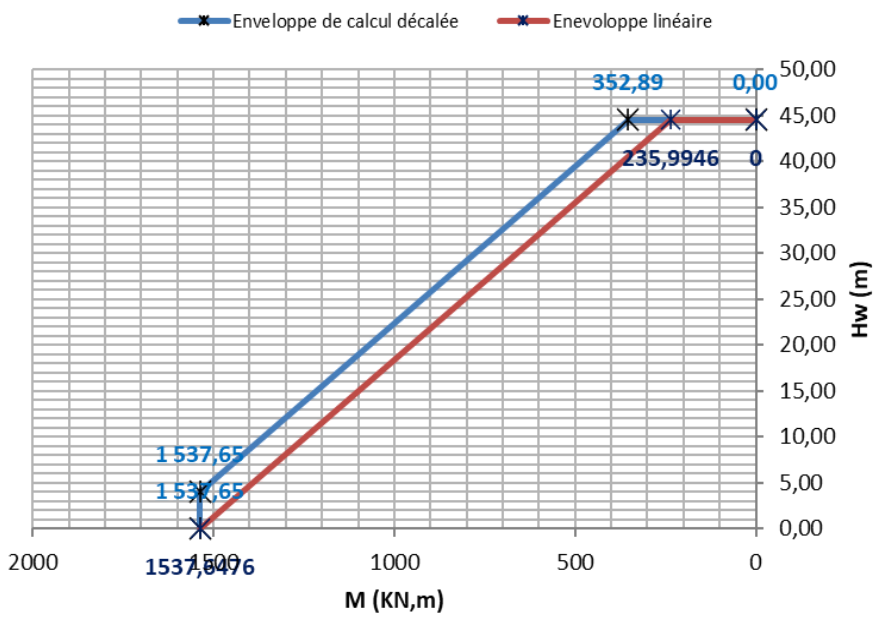


Figure V.9 : Schéma de l'enveloppe de calcul

➢ **Dimensionnement des éléments de rives :**

- **Condition géométrique :**

a. Longueur confinée (l_c) :

$l_c \geq \max(0{,}15\, l_w\ ;\ 1{,}5\, b_w)$

$l_c \geq \max(0{,}15 \times 2{,}4\ ;\ 1{,}5 \times 0{,}25) \Rightarrow l_c \geq \max(0{,}36\ ;\ 0{,}375)$

$\Rightarrow l_c \geq 0{,}375$

On adopte $\mathbf{l_c = 0{,}40}$ **m**

b. Epaisseur confinée (b_c) :

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

Si $l_c \leq \min(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$

Si $l_c \geq \max(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$

$l_c = 0{,}40$ m $\leq$ min (0,5 ; 0,48) = 0,48 m

Donc $b_c \geq \frac{h_e}{15}$ → $\mathbf{b_c \geq 0{,}25}$ **m**

$b_c \geq$ max (20cm ; $\frac{h_e}{20}$) ⇒ $b_c \geq$ max (20cm ; $\frac{374}{20}$)
⇒ $b_c \geq$ max (20cm ; 18,7)
⇒ $b_c \geq$ 20 cm

On adopte $\mathbf{b_c}$ **= 25 cm**

$b_c = 25$ cm ≥ 25 cm → Condition vérifiée

c. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rives :

Tableau V54 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Hauteur critique h_{cr} (m)	7
Effort normal de calcul (KN)	340,0296
Moment fléchissant de calcul (KN.m)	1714,6304
Section calculée A_s	18,23
Choix des barres	10T16 = 20,11 cm²
Moment résistant M_R (KNm)	2000

- **Pourcentage minimal longitudinal dans les éléments de rives :**

$A_{Vmin} \geq 0{,}5\%$ (l_c x b_c) ⇒ $A_{Vmin} \geq 0{,}5\%$ (40x25) = 5 cm²

$A_s = 20{,}11$ cm² ≥ 5 cm² condition vérifiée

- **Espacement vertical des armatures de confinement (S_t) :**

$S_t \leq$ min ($\frac{b_0}{3}$; 12,5 cm ; 6ϕ_l) $\phi_l \geq 12$ mm

$S_t \leq$ min ($\frac{19}{3}$; 12,5 cm ; 6x2)

$S_t \leq$ min (6,33 ; 12,5 cm ; 12)

$S_t \leq 6{,}33$ cm

On prends **St = 6 cm**

- **Section minimale des armatures de confinement :**

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{fe} \\ 0{,}3 \times S_t \times b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

A_g / A_c : représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$A_g = h_c \times b_c$
$A_c = l_c \times b_0$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}09 \times 6 \times 19 \times \frac{25}{500} \\ 0{,}3 \times 6 \times 19 \times (\frac{46 \times 25}{40 \times 19} - 1) \times \frac{25}{500} \end{cases}$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}513 \\ 0{,}88 \end{cases} \Rightarrow A_t \geq 0{,}88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_t = 4T10 = 3{,}14\ cm^2} \text{ (2 cadre)}$$

➢ **Ferraillage de l'âme du voile :**

a. Ferraillage horizontal dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min(1{,}5\text{x}25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25 \text{ cm}$$

On prends $\mathbf{S_h = 15\ cm}$

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{S_h} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

Avec :

$\underline{V}$: Effort tranchant de calcul : $\underline{V}$ = 1,4 V

z : Distance entre les cgd des armatures des extrémités confinés (z = 2 m)

$A_h \geq \frac{150\ x\ 1{,}4\ x\ 594{,}3943..10^3}{2000\ x\ 500}$ = 1,25 cm²

$A_h \geq$ 1,25 cm²

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/10

$$8mm \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{10}$$

$$8mm \leq 12 \leq \frac{250}{10}\ mm$$

8mm ≤ 12 ≤ 25mm

Choix du ferraillage : 2x10T14 = 30,78 cm²

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{h\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{h\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

A_h = 30,78 cm² ≥ $A_{h\ min}$ = 0,75 cm² condition vérifiée

b. Ferraillage vertical dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_v \leq \min\ (1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min\ (1{,}5x25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25\ cm$$

On prend **S_v = 15 cm**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{v\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{v\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

$A_v \geq$ 0,75 cm²

$A_v = 30{,}78\ cm^2 \geq A_{v\,min} = 0{,}75\ cm^2$ condition vérifiée

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/8

$$8mm \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{8}$$

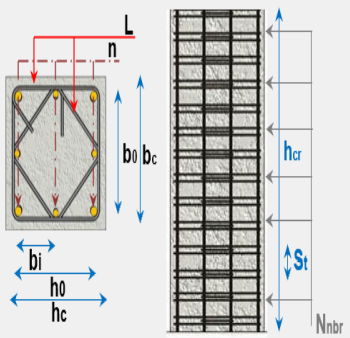
$$8mm \leq 12 \leq \frac{250}{8}\ mm$$

$$\mathbf{8mm \leq 12 \leq 31{,}25mm}$$

Conditions de ductilite locale

ELEMENT DE RIVE GOUCHE	
vd (KN)	Fyd/Fcd
0,02	24,00
ωv	χu
0,20	71,33
Vnc (cm³)	Vst (cm³)
532000,00	251596,80
εcu	ωwd
0,0035	0,47
αn	αs
0,78	0,78
α	εcu,c
0,61	0,03
εsy	μø
0,0025	6,35
lc,calcul (cm)	ωwd
63,59	0,1751
Condition vérifie	

ELEMENT GOUCHE	
n	10
bi (cm)	10,00
L (cm)	252,00
Øl (mm)	16,00
Nnbr	26
St (cm)	6,00
bc (cm)	25,00
b0 (cm)	19,00
hc (cm)	46,00
h0 (cm)	40,00



ELEMENT DROITE	
n	10
bi (cm)	10,00
L (cm)	252,00
Øl (mm)	16,00
Nnbr	26
St (cm)	6,00
bc (cm)	25,00
b0 (cm)	19,00
hc (cm)	46,00
h0 (cm)	40,00

ELEMENT DE RIVE DROITE	
vd (KN)	Fyd/Fcd
0,02	24,00
ωv	χu
0,20	71,33
Vnc (cm³)	Vst (cm³)
532000,00	251596,80
εcu	ωwd
0,0035	0,47
αn	αs
0,78	0,78
α	εcu,c
0,61	0,03
εsy	μø
0,0025	6,35
lc,calcul (cm)	ωwd
63,59	0,1751
Condition vérifie	

Figure V.10 : Vérification de la ductilité du voile V24

- **Voile transversal V1 :**

$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}\ ;\ 4b_w\ ;\ 1\ m\right)$

$b_w \geq \max\left(15\ cm\ ;\ \frac{h_e}{20}\right)$

$b_w \geq \max\left(15\ cm\ ;\ \frac{3{,}74}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq 18{,}70\ cm$

$\Rightarrow b_w = 25\ cm$

On adopte $\mathbf{b_w}$ **= 25 cm**

$l_w \geq \max\left(\frac{3,74}{3} ; 4 \times 0,25 ; 1\text{ m}\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1,24 ; 1 ; 1)$

$\Rightarrow l_w \geq 1,25$

On adopte $\mathbf{l_w}$ **= 2 m**

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

$$\nu_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,40$$

$\nu_d = \frac{2202,7936 \times 10^3}{(2000 \times 250) \times 25}$ **= 0,17 ≤ 0,40** **condition vérifiée**

- **Vérification de la condition d'élancement :**

L'élancement d'un voile est vérifié par la formule suivante :

$\frac{h_w}{l_w} = \frac{44,54}{2}$ **= 22,27 > 2** ⇒ **voile élancé**

- **Evaluation de la hauteur critique :**

$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = \max\left(2 ; \frac{44,54}{6}\right) = \max(2 ; 7,42) = 7,42$ m

Et

$h_{cr} = 7,42 \leq$ $2 \times l_w = 2 \times 2 = 4$ Condition non vérifiée

$2 \times h_e = 2 \times 3,74 = 7,48$ m Condition vérifiée

On adopte $\mathbf{h_{cr}}$ **= 7 m**

- **Enveloppe du diagramme des moments fléchissants :**

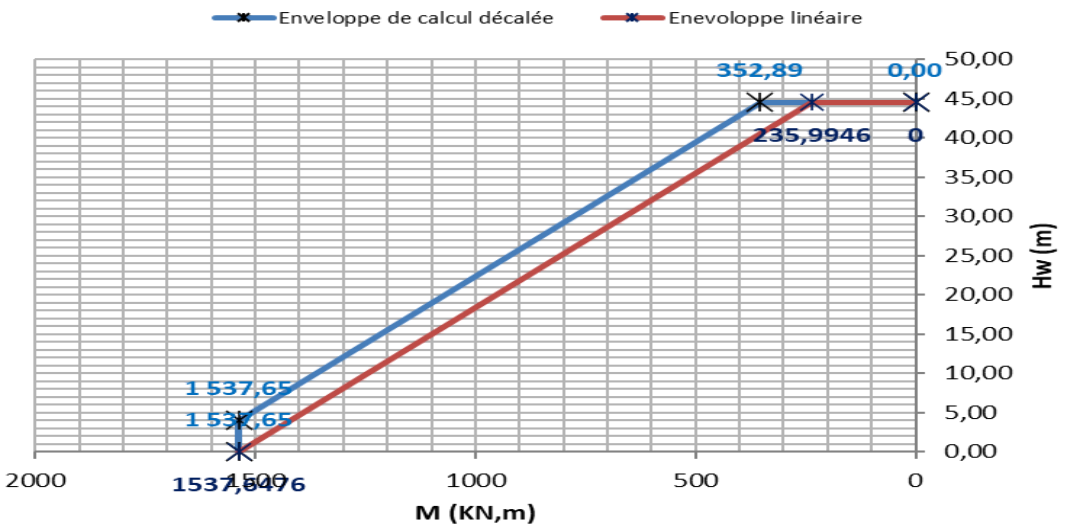


Figure V.11 : Schéma de l'enveloppe de calcul

➢ **Dimensionnement des éléments de rives :**

- **Condition géométrique :**

a. Longueur confinée (l_c) :

$l_c \geq \max(0{,}15\ l_w\ ;\ 1{,}5\ b_w)$

$l_c \geq \max(0{,}15x2\ ;\ 1{,}5x0{,}25) \Rightarrow l_c \geq \max(0{,}3\ ;\ 0{,}375)$

$\Rightarrow l_c \geq 0{,}375$

On adopte $\mathbf{l_c = 0{,}40\ m}$

b. Epaisseur confinée (b_c) :

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

Si $l_c \leq \min(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$

Si $l_c \geq \max(2b_w\ ;\ 0{,}2l_w) \quad \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$

$l_c = 0{,}40\ m \leq \min(0{,}5\ ;\ 0{,}4) = 0{,}4\ m$

Donc $\quad b_c \geq \frac{h_e}{15} \quad \rightarrow \quad \mathbf{b_c \geq 0{,}25\ m}$

$b_c \geq \max(20cm\ ;\ \frac{h_e}{20}) \Rightarrow b_c \geq \max(20cm\ ;\ \frac{374}{20})$

$\Rightarrow b_c \geq \max(20cm\ ;\ 18{,}7)$

$\Rightarrow b_c \geq 20\ cm$

On adopte $\mathbf{b_c = 25\ cm}$

$b_c = 25\ cm \geq 25\ cm \quad \rightarrow$ Condition vérifiée

c. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rives :

Tableau V55 : Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Hauteur critique h_{cr} (m)	7
Effort normal de calcul (KN)	-385,2846
Moment fléchissant de calcul (KN.m)	1537,6476
Section calculée A_s	12,96
Choix des barres	10T16 = 20,11 cm²
Moment résistant M_R (KNm)	1600

- **Pourcentage minimal longitudinal dans les éléments de rives :**

$A_{Vmin} \geq 0,5\% (l_c \times b_c) \Rightarrow A_{Vmin} \geq 0,5\% (40x25) = 5$ cm²

$A_s = 20,11$ cm² ≥ 5 cm² condition vérifiée

- **Espacement vertical des armatures de confinement (S_t) :**

$S_t \leq \min (\frac{b_0}{3} ; 12,5 \text{ cm} ; 6\phi_l)$ $\phi_l \geq 12$ mm

$S_t \leq \min (\frac{19}{3} ; 12,5 \text{ cm} ; 6x2)$

$S_t \leq \min (6,33 ; 12,5 \text{ cm} ; 12)$

$S_t \leq 6,33$ cm

On prends **S_t = 6 cm**

- **Section minimale des armatures de confinement :**

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0,09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{fe} \\ 0,3 \times S_t \times b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

A_g / A_c : représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$A_g = h_c \times b_c$
$A_c = l_c \times b_0$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}09 \times 6 \times 19 \times \frac{25}{500} \\ 0{,}3 \times 6 \times 19 \times (\frac{46 \times 25}{40 \times 19} - 1) \times \frac{25}{500} \end{cases}$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0{,}513 \\ 0{,}88 \end{cases} \Rightarrow A_t \geq 0{,}88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_t = 4T10 = 3{,}14\ cm^2} \text{ (1 cadre + 1 épingle)}$$

➢ **Ferraillage de l'âme du voile :**

a. Ferraillage horizontal dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min(1{,}5\text{x}25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25 \text{ cm}$$

On prends $\mathbf{S_h = 15\ cm}$

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{S_h} \geq \frac{\underline{V}}{z \times f_e}$$

Avec :

$\underline{V}$: Effort tranchant de calcul : $\underline{V} = 1{,}4$ V

z : Distance entre les cgd des armatures des extrémités confinés (z = 1,6 m)

$$A_h \geq \frac{150 \times 1{,}4 \times 488{,}6845..10^3}{1600 \times 500} = 1{,}28 \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A_h \geq 1{,}28\ cm^2}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/10

$$8mm \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{10}$$

$$8mm \leq 12 \leq \frac{250}{10} mm$$

$$\mathbf{8mm \leq 12 \leq 25mm}$$

Choix du ferraillage : 2x10T14 = 30,78 cm²

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{h\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{h\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

A_h = 30,78 cm² ≥ $A_{h\ min}$ = 0,75 cm² condition vérifiée

b. Ferraillage vertical dans l'âme :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_v \leq \min(1{,}5b_w\ ;\ 25cm) = \min(1{,}5x25\ ;\ 25)$$
$$= \min\ (37{,}5\ ;\ 25cm)$$
$$= 25\ cm$$

On prends $\mathbf{S_v}$ = **15 cm**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%

$$\mathbf{A_{v\ min} = 0{,}2\%\ s_h\ b_w}$$

$A_{v\ min} = \frac{0{,}2}{100}$ x 15 x 25 = 0,75 cm²

A_v ≥ 0,75 cm²

A_v = 30,78 cm² ≥ $A_{v\ min}$ = 0,75 cm² condition vérifiée

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser *bw*/8

$$8mm \leq \phi_l \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8mm \leq 12 \leq \frac{250}{8} mm$$

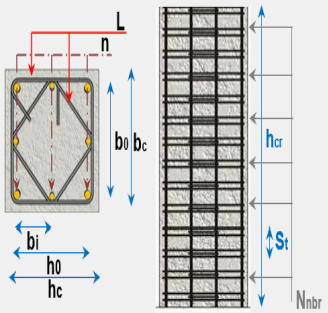
$$\mathbf{8mm \leq 12 \leq 31{,}25mm}$$

B C D E F G H I J K L M N O P Q R

Conditions de ductilite locale

ELEMENT DE RIVE GOUCHE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0,03	24,00
ω_v	χ_u
0,20	59,96
V_{nc} (cm³)	V_{st} (cm³)
532000,00	167731,20
ε_{cu}	ω_{wd}
0,0035	0,32
α_n	α_s
0,78	0,78
α	$\varepsilon_{cu,c}$
0,61	0,02
ε_{sy}	μ_ϕ
0,0025	7,24
$l_{c,calcul}$ (cm)	ω_{wd}
50,71	0,2101
Condition vérifie	

ELEMENT GOUCHE	
n	10
b_i (cm)	10,00
L (cm)	168,00
ϕ_t (mm)	16,00
N_{nbr}	26
St (cm)	6,00
b_c (cm)	25,00
b_0 (cm)	19,00
h_c (cm)	46,00
h_0 (cm)	40,00



ELEMENT DROITE	
n	10
b_i (cm)	10,00
L (cm)	168,00
ϕ_t (mm)	16,00
N_{nbr}	26
St (cm)	9,00
b_c (cm)	40,00
b_0 (cm)	34,00
h_c (cm)	46,00
h_0 (cm)	40,00

ELEMENT DE RIVE DROITE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0,03	24,00
ω_v	χ_u
0,20	53,61
V_{nc} (cm³)	V_{st} (cm³)
952000,00	167731,20
ε_{cu}	ω_{wd}
0,0035	0,18
α_n	α_s
0,88	0,77
α	$\varepsilon_{cu,c}$
0,68	0,02
ε_{sy}	μ_ϕ
0,0025	7,24
$l_{c,calcul}$ (cm)	ω_{wd}
41,43	0,1636
Condition vérifie	

Figure V.12 : Vérification de la ductilité du voile V1

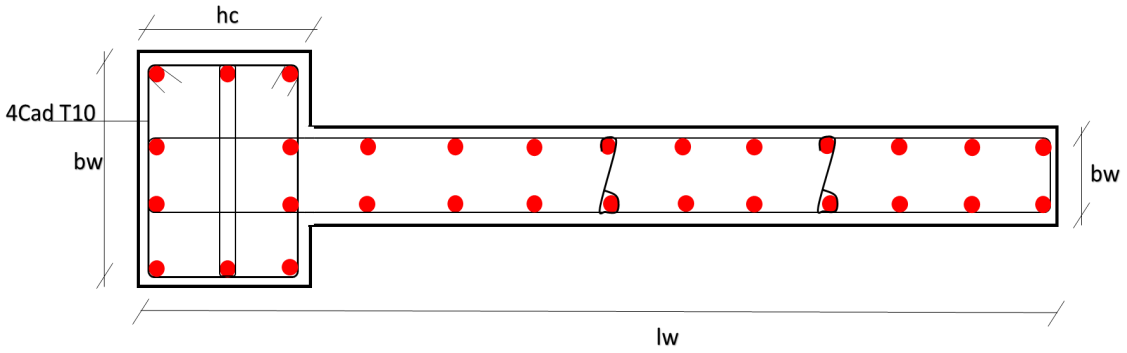


Figure V.13 : Schéma du ferraillage voile longitudinal et transversal : V21 &V1

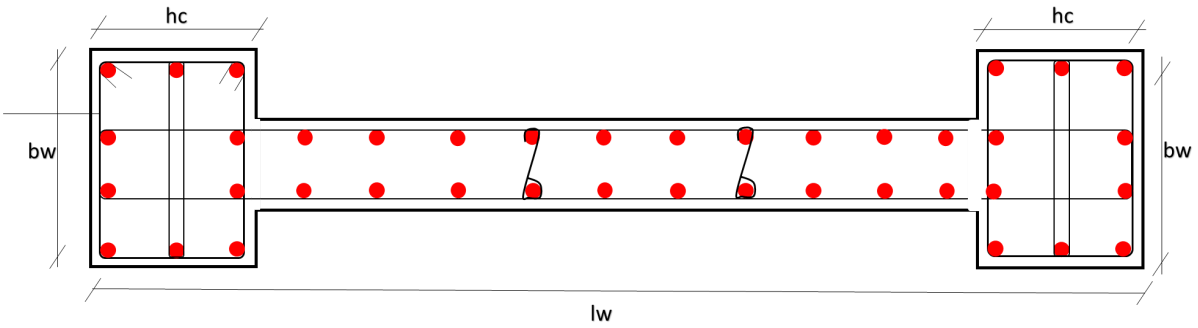


Figure V.14 : Schéma du ferraillage voile longitudinal complet V24

CHAPITRE VI. ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :

Indépendamment de l'obligation légale faite au maître de l'ouvrage public de faire réaliser une étude géotechnique, tout constructeur doit, dans son propre intérêt, prendre en compte la nature du sol pour adapter son projet en conséquence, définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité sur coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines.

VI.2 Etude du sol

VI.2.1 Introduction :

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondages et d'essais sur le site (in situ); elle a pour but d'étudier la structure géotechnique du sol (nature des couches ainsi que les profondeurs, niveau de la nappe d'eau, son comportement vis à vis de la résistance); comme elle fait appel à des essais de laboratoire pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol.

VI.2.2 Caractéristique du site :

a. Situation du site :

Le site devant recevoir un bâtiment en R+12, qui s'étend sur une superficie de 270,74 m^2 environ, est situé à Alger.

b. Topographie du site :

Le terrain dans l'ensemble présente un relief topographique pratiquement plat.

c. Sismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une forte activité sismique, liée aux mouvements de collision aux frontières des deux plaques lithosphériques, Africaine et Eurasienne.

La région d'Alger est caractérisée par une forte sismicité.

VI.2.3 Reconnaissance géotechnique :

Connaissant la géologie du site, constitué d'alluvions récentes d'argile plus ou moins plastique et traversé de lentille graveleuses et sableuses, les travaux suivants ont été effectués :

➢ 04 sondages carottés de 30m de profondeur.

- Identifier la nature de l'épaisseur de différentes formations rencontrées sur l'ensemble de terrain de projet ;
- Déterminer la succession des couches de leurs inclinaison (pendage);
- Etablir une coupe litho-stratigraphique pour chaque sondage ainsi que de tracer des coupes géologiques schématiques ;
- Visualiser les conditions de sédimentation de l'âge géologique correspondant ;
- Prélever des échantillons de sol intacts pour des essais en laboratoire.

➢ Essais PDL poussés jusqu'au refus de l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd de type (Géo-Tool). Ces essais permettront de :

- Mesurer la résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe (caractéristique de rupture). Ceci permet alors de détecter les horizons de faible résistance ainsi que le toit du substratum ;
- Déterminer la résistance minimale et maximale et la profondeur des refus ;

➢ 02 Sondages pressiométriques de 25 m de profondeur ont été exécutés au moyen d'un pressiomètre auto contrôlé « *Ménard* » relié à unité centrale universelle «

GEOBOX≫, il s'agit d'un chargement statique de terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans le forage réalisé.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumique du sol en fonction de la contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

En laboratoire, il a été procédé à une série des essais physiques, mécaniques et chimiques de différents prélèvements de sol effectués à diverses profondeurs afin d'avoir les caractéristiques intrinsèques de sol pour passer à la vérification de la stabilité de terrain d'implantation du projet.

VI.2.4 Résultats des Essais :

1. **Sondage carotte :**

- **Sondage N° 1 :**
- 0,00 - 0,50 : Terre végétale
- 0,50 - 3,20 : Argile marron peu compacte
- 3,20 - 4,50 : Argile grise à brunâtre
- 4,50 - 8,70 : Argile grise très plastique
- 8,70 - 9,00 : Argile très caillouteuse beige
- 9,00 - 15,00 : Argile beige très plastique molle
- **Sondage N° 2 :**
- 0,00 - 3,00 : Argile limoneuse avec passage de sable
- 3,00 - 4,00 : Argile gris-noirâtre
- 4,00 - 5,00 : Argile jaunâtre plastique - molle
- 5,00 - 8,00 : Limon argileux gris très molle
- 8,00 - 15,00 : Sable gravier et cailloux avec une matrice argileuse brunâtre
- **Sondage N°3 :**
- 0,00 - 1,00 : Très végétale
- 1,00 - 4,00 : Argile limoneuse brunâtre
- 4,00 - 6,00 : Argile brune grisâtre plastique
- 6,00 - 7,00 : Argile gris-noirâtre très graveleuse
- 7,00 - 13,00 : Argile sableuse à graveleuse marron
- 13,00 - 15,00 : Sable limoneux gris-jaunâtre
- **Sondage N°4 :**
- 0,00 - 0,50 : Terre végétale
- 0,50 - 3,00 : Argile compacte grisâtre graveleuse
- 3,00 - 4,00 : Argile très graveleuse
- 4,00 - 10,00 : Argile sablo-graveleuse molle à très molle

La description lithologique des échantillons récupérés des sondages carottés montre que nous avons une hétérogénéité aussi bien en plan et en profondeur.

2. **Essai pressiométrique :**

Les essais pressiométrique permettent de déterminer à différents niveaux les deux paramètres suivants:

- Pl : pression limite.
- E_n : module pressiométrique.

Comme on l'a déjà cité, deux essais pressiométriques ont été réalisé dont les caractéristiques pressiométriques mesurées sont représentées sous forme de graphes et selon ces derniers on a obtenu les valeurs suivantes :

- Module de déformation
- Pression limite
- Rapport E/Pl

Les caractéristique moyennes mesurées à la même profondeur dans les deux sondages sont détaillées dans le tableau ci-après

Tableau VI 1 : Résultats des essais pressiométriques.

Essais	Profondeur (m)	Pression limite (bars)	Module de déformation (bars)	E/Pl
1	1,00	3,5	36	10
	2,00	6,2	60	9
	3,00	7,7	88	11
	4,00	5,4	38	7
	5,00	8,3	85	10
	6,00	9,2	34	3
	7,00	5,7	68	11
	8,00	6,2	72	11
2	1,00	8,2	68	11
	2,00	8,3	239	28
	3,00	8,6	67	10
	4,00	1,0	128	9
	5,00	6,9	75	10
	6,00	6,5	62	9
	7,00	2,3	98	7
	8,00	16,4	137	8

3. **Essai de pénétration dynamique lourd :**

Les résistances offertes par les sols en places sont déterminées selon la formule de battage, comme celle dite formule des Hollandais :

$$R_P = \frac{M^2 . H . N}{S . e\ (M + p)}$$

Avec :

R_P : Résistance en pointe

M : Masse du mouton

H : Hauteur de chute du mouton

N : Nombre de coup pour un enfoncement de 20 cm

S : Section enfoncées (m^2)

e : Épaisseur moyenne de la couche enfoncée

P : Poids (chute + accessoires + tige)

Les résultats sont sous graphe ils donnent, la variation de la résistance en fonction de la profondeur.

Après élimination des pics, on trouve les valeurs suivantes de R_P en fonction de la profondeur :

Tableau VI 2 : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage N°1

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,0
R_P (bars)	75	75	25	112,5	25	25	37,5	40	62,5	75	125

Tableau VI 3 : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage N°2

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,0
R_P (bars)	62,5	62,5	125	75	25	25	37,5	37,5	50	100	125

Analyse des résultats :

Les valeurs R_P enregistrées à partir de la surface sont moyenne à bonne dépassant souvent les 30 bars.

VI.2.4 Essai au laboratoire :

1. **Essais d'identification physique :**

L'identification des sols consiste à caractériser les matériaux d'une façon suffisamment nette pour qu'on puisse comparer les comportements des matériaux différents sous des ouvrages analogues.

En dehors de l'identification immédiate (couleur, odeur, état), il existe une série d'essais au laboratoire qui permet une identification précise.

Des échantillons intacts et remaniés ont été soumis à des essais physico- mécaniques et chimiques au laboratoire, les résultats sont consignés dans les tableaux récapitulatifs du présent chapitre.

a. Caractéristiques physiques :

Tableau VI 4 : Caractéristique du sol dans les différents sondages

Sondage	SC1	SC1	SC1	SC2	SC2	SC2	SC3	SC3	SC3	SC3	SC4
Profondeur	3,0 - 3,40	7,5 - 8,0	14,5 - 15,0	3,2 - 3,4	4,7 - 5,0	5,6 - 6,0	2,4 - 2,7	6,0 - 6,8	14 - 14,6	22 - 22,4	5,0 - 6,0
γ_d (KN/m³)	14,5	15,8	16,3	15,8	15,0	15,9	15,5	15,0	14,8	15,1	16,4
S_r (%)	100	100	100	99	100	100	83	92	100	100	100
W (%)	32,5	27,2	25,7	26,1	34,6	26,4	22,9	27,3	21,2	30,9	25
γ_s (KN/m³)	27,42	27,70	28,05	27,08	29,10	24,65	27,08	27,03	21,56	28,30	27,80
γ_{sat} (KN/m³)	19,1	20,1	20,5	19,9	20,2	20,1	19,0	19,1	19,5	19,7	20,5
γ' (KN/m³)	9,1	10,1	10,5	9,9	10,2	10,1	9,0	9,1	9,5	9,7	10,5
e_0	0,891	0,753	0,721	0,713	0,940	0,550	0,747	0,802	0,457	0,874	0,695

Avec:

- $\gamma' = \gamma_d(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s})$
- $\gamma_s = \frac{S_r \gamma_d \gamma_w}{S_r \gamma_w - W \gamma_d}$
- $\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma'$
- $e = (\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1)$

Ces paramètres traduisent un sol de faible à moyenne densité; les teneurs en eau sont très élevées et dépassent parfois les 30% quant aux valeurs des degrés de saturation, elles sont proches de 100% c'est à dire qu'on est en présence d'un sol saturé.

b. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique dénote un sol fin dont le pourcentage de particules inférieures à 80μm est de l'ordre de 86 à 98% donc d'une manière générale, le sol étudié est à prédominance argileuse.

c. Plasticité :

Selon la classification de casa-grande basée sur les limites de liquidité de l'indice de plasticité, le sol étudié possède une plasticité moyenne.

Pour l'indice de consistance, le sol étudié est mis-consistant vers la consistance.

d. Analyse chimique :

Les échantillons analysés présentent une agressivité nulle faible, d'où aucune mesure particulière n'est recommandée pour le béton de l'infrastructure, néanmoins, il est toujours utile de respecter les règles de l'art de bétonnage (enrobage, compacité du béton, étanchéité…etc).

2. Essais mécanique :

Cisaillement rectiligne à la boîte (appareil de casa-grande)

L'essai de cisaillement à pour but de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol (C et ϕ).

Avec :

C : La cohésion du sol.

ϕ : L'angle de frottement interne.

Tableau VI 5 : Caractéristiques mécaniques

Sondage	SC1	SC1	SC1	SC2	SC2	SC2	SC3	SC3	SC3	SC3	SC4
Profondeur	3,0-3,40	7,5-8,0	14,5-15,0	3,2-3,4	4,7-5,0	5,6-6,0	2,4-2,7	6,0-6,8	14-14,6	22-22,4	5,0-6,0
C (bars)	0,310	0,350	-	-	-	0,350	0,350	0,180	0,20	0,24	0,420
ϕ°	20	20	-	-	-	19	26	27	21	15	26

- **Etude de l'homogénéité du sol vis à vis de C**

- Moyenne : $\underline{C} = (\Sigma C_1/N) \Rightarrow \underline{C} = 0{,}30$ bars
- Ecart type : $\lambda = [\Sigma(C_1 - \underline{C})^2/(N-1)]^{1/2} \Rightarrow \lambda = 0{,}0845$
- Coefficient de variation « C_V » : $C_V = \lambda/\underline{C} \Rightarrow C_V = 28{,}16$ %
- Si $C_v \rightarrow 0$: Population homogène et caractérisé par $\underline{C}$

  Et on peut tolérer $C_V \leq 10\% \Rightarrow$ sol homogène vis à vis de C.
- Si C_v très important : valeurs de C_1 dispersées ⇒ sol non homogène vis à vis de C, donc jugement de l'ingénieur.

  Donc C_V= 28,16 % > 10% ⇒ Sol non homogène C =C_{min}= 0,31 bars.

C'= 0,31 bars = 31 kpa

- **Etude de l'homogénéité du sol vis à vis de ϕ**

- Moyenne : $\underline{\phi} = (\Sigma C_1/N) \Rightarrow \underline{\phi} = 21{,}75°$
- Ecart type : $\lambda = [\Sigma(C_1 - \underline{C})^2/(N-1)]^{1/2} \Rightarrow \lambda = 0{,}40$
- Coefficient de variation « C_V » : $C_V = \lambda/\underline{C} \Rightarrow C_V = 19{,}31\%$
- Si $C_v \rightarrow 0$: Population homogène et caractérisé par $\underline{\phi}$

  Et on peut tolérer $C_V \leq 10\% \Rightarrow$ sol homogène vis à vis de ϕ.
- Si C_v très important : valeurs de C_1 dispersées ⇒ sol non homogène vis à vis de C, donc jugement de l'ingénieur.

  Donc C_V= 19,31 % > 10% ⇒ Sol non homogène ϕ =ϕ_{min}= 15°

$$\phi' = 15°$$

Essai CD	C’ = 0,31 bars	ϕ’ = 15°

Œdomètre (Œdomètre de Terzaghi)

La consolidation d’un sol est l’ensemble de phénomènes de dissipation des surpressions interstitielles par évacuation d’eau et diminution du volume des vides.

Tableau VI 6 : Caractéristiques mécaniques (essai oedométrique)

Sondage	**SC1**	**SC1**	**SC1**	**SC2**	**SC2**	**SC2**	**SC3**	**SC3**	**SC3**	**SC3**	**SC4**
Profondeur	3,0-3,40	7,5-8,0	14,5-15,0	3,2-3,4	4,7-5,0	5,6-6,0	2,4-2,7	6,0-6,8	14-14,6	22-22,4	5,0-6,0
C_c	0,214	0,225	0,126	0,201	/	0,179	0,206	0,190	0,232	/	/
C_s	0,219	0,043	0,027	0,078	/	0,054	0,098	0,079	0,064	/	/
σ_c (kpa)	191	193	165	153	/	133	164	213	108	/	/

- **Tableau récapitulatif :**

Tableau VI 7 : Caractéristiques du sol

Valeurs	**Moyenne**
γ_d	15,5
γ_{sat}	19,80
γ_s	27,0
γ’	9,80
S_r	98
W [%]	27,75
e_0	0,740
I_C	0,813
W_L	47
W_P	23
C_c	0,197
C_s	0,070

VI.2.5 Description visuelle :

Il ressort d'après les forages pressiométriques et sondages carottés par les dépôts d'alluvions récents constituent la lithologie du site avec une matrice principale des argiles sableuses plus ou moins compactes en surface et molles à très molles en profondeur.

Des lentilles de gravier et sable sont relevées à mi profondeur. Tout ce complexe repose sur un horizon argileuux de couleur grise plus ou moins compacte et plastique, et ce partir de 20 m de profondeur, sans oublier de signaler une couverture de terre végétale allant par endroit jusqu'à 1,00 m d'épaisseur.

VI.2.6 Détermination de la capacité portante du sol :

a. A partir des essais pénétromètre :

La contrainte admissible à adopter est donnée à partir des essais de pénétration dynamique par la formule :

$$Q_{adm} = \frac{R_P}{X}$$

Avec :

- X = 25 : coefficient de sécurité adopté pour les fondations superficielles.
- R_P : résistance de pointe.

A partir de l'analyse des pénétrogrammes dynamiques obtenus, on peut déterminer une résistance de pointe de moyenne de 50 bars, d'où une contrainte admissible Q_{adm}..

$$Q_{adm} = \frac{50}{25} = 2 \text{ bars}$$

b. A partir des essais aux laboratoires (cisaillement) :

1ère variante :

- **Semelle isolée (carrée) :**

$$Q_{adm} = \gamma'.D + \frac{\rho\,\gamma'\,N_\gamma + \gamma'\,D\,(N_q - 1) + 1{,}3\,C\,N_c}{3}$$

$\gamma' = 9{,}80$ KN/m^2

$\phi' = 15°$

C'= 31 kPa

D = 1,5 m

B = 2 m

$$\rho = \frac{B}{2(1+\frac{B}{2})} \Rightarrow \rho = 0{,}5$$

$\phi = 15° \Rightarrow N\gamma = 2{,}33$

$N_q = 3{,}94$

$N_c = 11{,}00$

Q_{adm} = 180,50 kPa = Q_{adm} = 1,80 bars

2ème variante :

- **Semelle filante :**

B = 2,0 m
L = ∞
D = 1,5 m

$$\rho = \frac{0,5\ X\ 2,0}{1 + \frac{2,,0}{\infty}} = 1,00$$

$Q_{adm} = 9,80\ X\ 1,5 + \frac{1,0\ X\ 9,80\ X\ 2,33 + 9,80\ X\ 1,5\ (3,94 - 1) + 1,3\ X\ 31\ X\ 11}{3}$

Q_{adm} = 184,48 KPa = Q_{adm} = 1,84 bars

3ème variante :

- **Radier général**

B = 25,35 m
L = 34,0 m
D = 1,5 m
ρ = 7,28

$Q_{adm} = 9,80\ X\ 1,5 + \frac{7,28\ X\ 9,80\ X\ 2,33 + 9,80\ X\ 1,5\ X\ (3,94 - 1) + 1,3\ X\ 31\ X\ 11}{3}$

Q_{adm} = 232,28 KPa = Q_{adm} = 2,32 bars

VI.3 Calcul des fondations :

VI.3.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, destinées à transmettre les efforts induits par la superstructure au sol soient directement, cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des semelles sur pieux ou sur puits.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.3.2 Différents types de fondation :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondation profondes appuyés sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; on mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

VI.3.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir:

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

a. Semelle isolée :

On suppose que les efforts transmis au sol sont effectués par l'intermédiaire des semelles isolées.

Pour assurer la validité de la semelle isolé, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$q \leq q_a$$

On suppose qu'on a des semelles carrées.

$$q = (N_s/S) + \gamma_b.D \leq q_a$$

Tel que :

- $q_a = 200$ kPa
- $N_s = 8852{,}49$ KN
- $\gamma_b = 25$ KN/m^3

$$B \geq 6{,}65 \text{ m}$$

Conclusion :

La largeur de la semelle est ≥ 3,82 m, c'est-à -dire plus grande que quelques poteaux. Alors on va vérifier la validité des semelles filantes.

b. Semelle filante :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et les semelles isolées dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties.

Les efforts utilisés pour dimensionner les semelles filantes sont ceux du portique le plus sollicité.

- $L = 24{,}95$ m
- $D = 1{,}5$ m
- $N = \Sigma N_I = 52622{,}3359$ KN
- $q_{adm} = 200$ kPa
- $q = (\Sigma N/BL) + \gamma_0.D \leq q_a \Rightarrow B = \frac{\Sigma N_{ser}}{(q_{ad} - \gamma_b D)\, L}$

$\Rightarrow B \geq 10{,}64$ m

Conclusion :

Les semelles filantes ne sont pas vérifiées à cause du risque de chevauchement entre les semelles donc on va opter pour un radier qui n'est autre qu'une semelle couvrant toute la surface du bâtiment et qui permet une répartition uniforme des charges.

c. Radier nervure :

En raison de l'importance des charges s'exerçant sur les fondations, et vu l'irrégularité en plan de la structure ainsi que la petitesse des entraxes des poteaux nous avons opté pour un radier nervuré occupant toute la surface du bâtiment.

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{SER}}{S} < \sigma_{sol}$$

S_{rad} = surface en plan du radier → S = 270,74 m^2

$S_{débr}$: Surface du débord (0,5 m ajouter sur tout le périmètre) → $S_{débr}$ = 2 m

S = S_{rad} + $S_{débr}$ = 270,74 + 2 = 272,74 m^2

Nser : la somme des efforts normaux de tous les poteaux à la base de la structure selon la combinaison (G + 0,2 Q) → N_{ser} = 52622,3359 KN

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{52622,3359}{272,74}$ = 192,94 Kpa < σ_{sol} = 200 kpa

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage.

VI.4 Etude des fondations :

VI.4.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles contribuent à la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.4.2 Fonction assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à -vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4.3 Classification des fondations:

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
b. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4.4 Calcul des fondations :

VI.4.4.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.4.4.2 Surface nécessaire :

a. Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour N = 52622,3359 KN et σ_{sol} = 2 bars

On trouve S ≥ 263,11 m²

La surface du bâtiment S_b= 270,74 m²

Donc la surface totale du radier est 275 m²

$S_{débord}$ = Périmètre x l_d ⇒ l_d = 0,50 m

VI.4.4.3 Pré dimensionnement du radier :

1. **Dalle :**

a. **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

L_{max} : 7,1 m ⇒ 28,4 cm ≤ h ≤ 35,5 cm → h = 35 cm

b. **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{ql}{2}$; $q = \frac{N_u\, 1\, ml}{S_{rad}}$

Nu =Nu (superstructure) + Nu (sous sol).

Nu = 539474,07 KN

L= 7,1 m ; b= 1 m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u\, l}{2S_{rad}.b\,(0{,}9h)} \leq \underline{\tau}$$

$h \geq \frac{N_u\, L\, 1\, ml}{2\, S_{rad}\, b\,(0{,}9\underline{\tau})} =$

h_2 = 3 cm

Conclusion:

h ≥ Max (h_1 ; h_2) = 35 cm

on prend h= 35 cm

2. **Nervure :**

a. **Condition du coffrage : (largeur de la nervure)**

b ≥ $\frac{L_{max}}{10} = \frac{710}{10}$ = 71 cm

on adopte **b = 75 cm**

b. **Hauteur des nervures :**

b.1 Condition de poinçonnement :

$$\mathbf{N_u \leq 0{,}045\, U_c\, h\, f_{c28}}$$

Avec :
N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u = 4320,46 KN)
U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen (U_c = 2 [(a+b) + 2h)]
a,b : Dimension du poteau sous-sol (60x60)

$\mathbf{N_u \leq 0{,}045\ U_c\ h\ f_{c28}}$ ⇒ $\mathbf{N_u \leq 0{,}045\ (4a + 4h)\ h\ f_{c28}}$
⇒ $h_n \geq 101{,}06$ cm
On adopte **h = 105 cm**

VI.4.4.4 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.
La fissuration est considérée préjudiciable.

1. **Ferraillage de la dalle du radier:**

a. **Détermination des efforts** :

Si $0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} < 1{,}0$ ⇒ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ..... *sens de la petite portée.*

$M_y = \mu_y M_x$ ..... *sens de la grande portée.*

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$
- $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$

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

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0{,}4$ ⇒ La dalle travaille dans un seul sens
- Moment en travée : $M_t = 0{,}85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}85 M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. **Moment en travée et en appui à l'E.L.S (ν =0) :**

On a le rapport des panneaux $0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} < 1{,}0$ ⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 8 : Calcul des moments à l'ELS pour ν = 0

Panneau	L_X	L_Y	L_X/L_Y	μ_x	μ_y	q_u	M_X	M_{tx}	M_Y	M_{ty}	M_a
P1	5,40	5,56	0,97	0,0392	0,9322	238	272,05	231,24	253,61	215,57	126, 81
P2	5,56	7,1	0,78	0,0584	0,5608	238	429,67	365,22	240,95	204,81	120, 48

3. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν = 0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 9 : Calcul des moments à l'ELS pour ν = 0,2

Panneau	L_X	L_Y	L_X/L_Y	μ_x	μ_y	q_{ser}	M_X	M_{tx}	M_Y	M_{ty}	M_a
P1	5,40	5,56	0,97	0,0465	0,9543	192,94	261,61	222,37	249,65	212,2 0	124,83
P2	5,56	7,1	0,78	0,0650	0,6841	192,94	387,69	329,54	265,22	225,4 4	132,61

4. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Tableau VI 10 : Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M_u (KN)	Choix	S_l (cm)
Travée	x-x	As = 30,67	10T20	20
	y-y	As= 16,36	6T20	20
Appui	x-x	As= 17,20	6T20	20
	y-y	As= 9,40	6T16	20

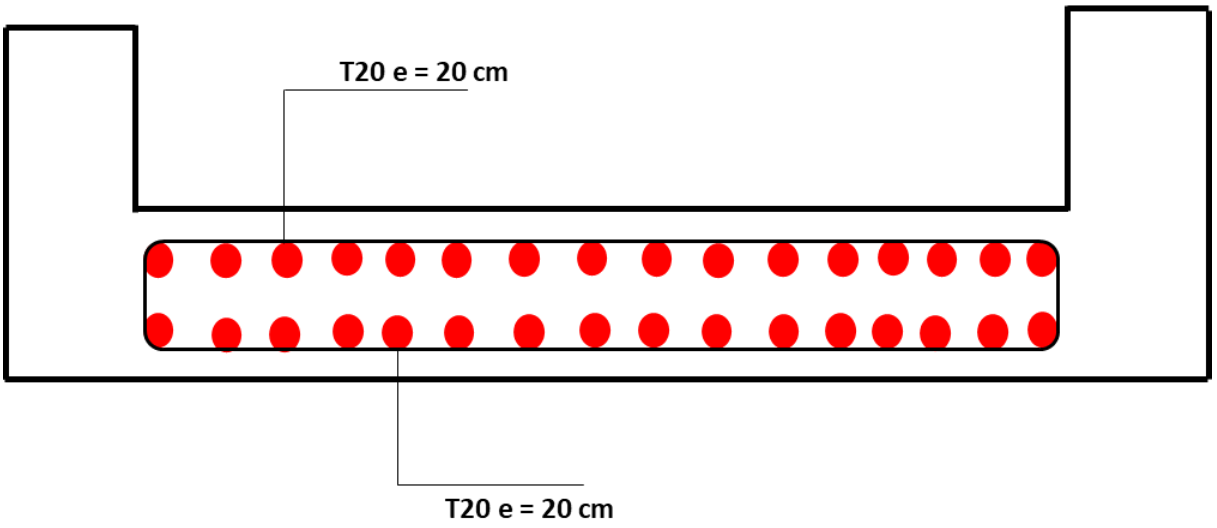


Figure VI.1 : Schéma du ferraillage du radier

Tableau VI 11 : Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_S (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\underline{\sigma_{bc}}$	σ_S	$\underline{\sigma_S}$	Vérification
Travée	X-X	329,54	30,67	7,30	15	240,62	250	Vérifiée
	Y-Y	225,44	16,36	6,29	15	230,83	250	Vérifiée
Appui	X-X	132,61	17,20	5,18	15	226,83	250	Vérifiée

CHAPITRE VII. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LE BAEL ET LE RPA

VII.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à l'étude comparative de notre Hôtel R+12 étages + 02 sous-sol à usage d'habitation supposé implanté à Bamako au Mali.

Nous allons par conséquent faire la comparaison du règlement de construction du bâtiment de l'Algérie et du Mali.

Les règlements de construction du Mali sont conformes au règlement qui sont: l' Eurocode et BAEL et celui de l'Algérie est spécialement le RPA 2024.

Dans ce chapitre sera détaillé la différence existant entre les matériaux des deux pays, le pré dimensionnement, la conception ainsi que le ferraillage.

VII.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux du Mali :

VII.2.a Béton armé :

Nous allons utiliser un béton **C25/30** dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.1 : Caractéristiques du béton C25/30

Désignation	Symbole	Formules	Valeurs
Résistance caractéristique à la compression du béton à 25 jours d'âge mesurée sur une éprouvette cylindrique	f_{ck}	//	25 MPa
Coefficient de sécurité du béton	γ_c	//	1,15
Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression	α_{cc}	//	1
Résistance de calcul en compression	f_{cd}	$\alpha cc \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67 MPa
Résistance moyenne à la compression du béton	f_{cm}	$f_{ck} + 8$ MPa	33 MPa
Résistance moyenne à la traction du béton	f_{ctm}	$0{,}3 f_{ck}^{2/3}$	2,56 MPa
Résistance caractéristique à la traction fractile 5%	$f_{ctk0,05}$	$0{,}7 f_{ctm}$	1,79 MPa
Résistance caractéristique à la traction fractile 95%	$f_{ctk0,95}$	$1{,}3 f_{ctm}$	3,33 MPa
Résistance de calcul en traction du béton	f_{ctd}	$\alpha ct \frac{f_{ck\,0,05}}{\gamma_c}$	1,19 MPa
Module d'élasticité de déformation instantané à 28 jours du béton	E_{cm}	$22000(\frac{f_{cm}}{10})^{0,3}$	31475,81 MPa

VII.2.b Proposition de formulation de béton :

Nous utiliserons le béton classe **45R** étant connue pour sa consistance, sa résistance et sa plasticité, nous proposons une formulation du béton à utiliser avec les caractéristiques qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VII.2 : Formulation du béton C25/30

	Densité ρ kg/dm^3	Masse volumique en vrac Mv kg/dm^3	qualité
Ciments	3,10		CEM I avec R_c=35 MPa
graviers	2,50	1,60	Courante avec Cg=20mm
Sable	1,50	1,50	Courante
Eau	1,0		Eau potable ou non agressive

La qualité d'eau approximative E sera déterminée à partir du tableau ci-dessous :

Tableau VII.3 : Qualité d'eau E, en litre par mètre cube de béton pour un dosage en ciment ne dépassant pas 400 kg/m^3

Classe de consistance du béton	Dosage en eau E, en litres par mètre cube de béton (l/m^3) pour une grosseur maximale des granulats cg, en mm							
	Graviers				Pierres (concassées)			
	10	20	40	70	10	20	40	70
Très ferme	185	170	155	140	200	185	170	155
Ferme	195	180	165	150	210	195	180	165
Plastique	205	190	175	160	220	205	190	175
Mou	215	200	185	170	230	215	200	185
Très Mou	225	210	195	180	240	225	210	195

Pour un béton de consistance plastique et de **cg=20 mm** le dosage en eau serait de **190 l/m^3**

1. **Rapport ciment/eau (C/E) :**

$$\mathbf{C/E} = \frac{f_{ck28}}{A_1 R_c} + \mathbf{0,5}$$

Déterminons d'abord le coefficient de qualité des granulats A_1, elle sera lue dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.4 : coefficient de qualité des granulats A_1

Qualité des granulats	Valeurs du coefficient A_1 pour une dimension maximale des granulats cg, en mm égale à			Valeur du coefficient A_1
	cg ≤ 20	20 < Cg < 50	Cg > 50	
Excellente	0,05	0,60	0,65	0,43
Bonne (Courante)	0,45	0,50	0,55	0,40
Passable	0,34	0,40	0, 45	0,37

Dans notre cas : **A_1= 0,45**

Par conséquent :

$$\frac{C}{E} = \frac{f_{ck28}}{A_1 \times R_c} + \mathbf{0,5}$$

$$\frac{C}{E} = \frac{25}{0,45 \times 35} + \mathbf{0,5} = \mathbf{2,087}$$

Ainsi le dosage en ciment pour les ouvrages en milieux non agressifs est donné par l'expression suivante :

$$\mathbf{c_{min}} = \mathbf{Max}\left\{\frac{250+10f_{ck28}}{\sqrt[5]{c_g}};\ \frac{550}{\sqrt[5]{c_g}}\right\}$$

C=302 kg

Ainsi nous pouvons dire que le dosage en ciment est nettement supérieur à la valeur minimale donc retenons

C=396,58 kg

2. **Détermination du rapport gravier-sable :**

- **Dosage des granulats :**

  Il s'agit de déterminer les quantités de graviers et de sable nécessaires pour la préparation d'un mètre cube ($1m^3$) de béton. Nous vous proposons une des méthodes

les plus simples pour déterminer les qualités des granulats, elle est dite “Méthode des volumes absolus”. Cette méthode consiste à supposer qu’un mètre de volume de béton est la somme des volumes de graviers et des vides en tenant compte du glissement des grains; c'est-à-dire le fait que les petits grains vont occuper les vides laissés entre les gros grains. Par cette méthode, les qualités de graviers G et de sable S en kilogrammes (Kg) pour un mètre cube de béton ($1m^3$ = 1000 litres) sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\mathbf{G} = \frac{1000}{\frac{V_{v,g}\,\alpha}{\rho g} + \frac{1}{M_{v,g}}}$$

$$\mathbf{S} = [1000 - (\frac{C}{\rho_c} + \frac{G}{\rho_s} + \frac{E}{\rho_w})]\rho_s$$

Avec :

α : facteur de glissement des grains, fonction de la consistance du béton et du dosage en ciment

$$\alpha = \mathbf{1{,}10\ldots..1{,}60}$$

Dans notre cas α = **1,5 V_{Vg}**

V_{Vg} : Volume des vides entre les grains de graviers en fraction d’unité

$$\mathbf{V_{v,g} = 1 - \frac{M_{v,g}}{\rho_g} = 1 - \frac{1.60}{2.50} = 0{,}36}$$

Nous obtenons ainsi les qualités suivantes pour les différents composants du béton :

Gravier = 1189 Kg
Sable = 537 Kg
Ciment : 396,58 Kg
Eau : 190 litres

Ces données nous permettent d’avoir le rapport gravier-sable :

$$\frac{Gravier}{Sable} = \frac{1189}{537} = \mathbf{2{,}12 \approx 2}$$

Gravier = 2 × Sable

- **Dosage des différents composants pour la fabrique d’un béton B25 :**
  L’unité de mesure pour les granulats est une brouette de capacité de 60 litres

Tableau VII.5 : Quantité des matériaux pour une bonne formulation du béton.

Composants	valeurs/Quantités	Mesures
Ciment avec R_c=35 MPa	400	8 Sacs
Gravier	472	13 brouettées
Sable	360	6 brouettées
Eau	190	19 seaux de 10 litres

VII.2.c Maçonnerie

Les éléments en maçonnerie au Mali sont des éléments de remplissages, ils ne supportent pas de charges. Les différents types d'agglos utilisés sont les suivants:

- agglos plein de 20 × 20× 40 pour le mur de soubassement;
- agglos creux de 15 × 20× 40 pour l'élévation;
- agglos creux de 10 × 20× 40 pour le cloisonnement des toilettes *

VII.2.d Philosophie du voile au Mali

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (épaisseur), généralement verticales et chargées dans leur plan. Les voiles sont des éléments en béton armé ou non.

Un poteau ≪allongé≫de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile. Les voiles participent, d'une part, au contreventement de la construction (vent), et d'autre part à la reprise des charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers. Ils jouent le rôle d'isolation acoustique entre deux locaux et une protection incendie (couvre-feu). Il est également utilisé au niveau des parois de la piscine et les parois de la cage d'ascenseur.

VII.2.e Combinaisons des charges

Pour les calculs nous utiliserons deux types de combinaisons de charges (état limite ultime et état limite de service).

Tableau VII.6 : Cas de combinaison possible

Combinaisons des charges possibles	
ELU	1,35G + 1,5Q
ELS	G + Q

VII.2.f Cas d'incendie :

Les dispositions seront prises au Mali pour prévenir les incendies tels que l'installation des RIA (robinets d'incendie armé).

VII.3 Etude comparative sur le prédimensionnement des éléments résistants suivant le règlement du Mali et de l'Algérie :

VII.3.1 Etude comparative sur le prédimensionnement des planchers suivant le règlement du Mali et de l'Algérie :

Nous allons procéder à l'étude comparative des planchers selon le RPA utilisé en Algérie et le BAEL utilisé au Mali.

Tableau VII.7 : Comparaison planchers entre RPA et BAEL

RPA			BAEL		
Planchers	Choix	Observation	Poutres	Choix	Observation
Planchers corps creux	16 + 5	Vérifier	Planchers corps creux	16 + 5	Vérifier
Planchers dalle pleine	15 cm	Vérifier	Planchers dalle pleine	15 cm	Vérifier

Les dimensions des planchers pré dimensionnées au chapitre 2 respectent les conditions du RPA et BAEL.

VII.3.2 Etude comparative sur le pré dimensionnement des poutres suivant le règlement du Mali et l'Algérie :

Nous allons procéder à l'étude comparative des poutres selon le RPA utilisé en Algérie et le BAEL utilisé au Mali.

Tableau VII.8 : Comparaison poutres entre RPA et BAEL

RPA			BAEL		
Poutres	Choix	Observation	Poutres	Choix	Observation
Poutre Principale 1	30 × 60	vérifier	Poutre Principale 1	30 × 60	vérifier
Poutre Principale 2	30 × 45	vérifier	Poutre Principale 2	30 × 45	vérifier
Poutre Secondaire	30 × 45	vérifier	Poutre Secondaire	30 × 45	vérifier

Les dimensions des poutres pré dimensionnées au chapitre 2 respectent les conditions du RPA et BAEL.

VII.3.3 Etude comparative sur le pré dimensionnement des poteaux du Mali et l'Algérie :

Le Mali utilisant le BAEL et l'Algérie le RPA, nous allons procéder à l'étude comparative des poteaux.

Dans le chapitre 2 nous avions remarqué que notre poteau central était le plus sollicité alors nous allons faire l'étude comparative de notre poteau selon le RPA et le BAEL.

Les différents calculs ont été déjà élaborés dans le chapitre 2.

Tableau VII.9 : Comparaison poteaux entre RPA et BAEL

RPA				BAEL		
Niveau	choix	v	observation	Niveau	choix	observation
12	30x30	0,064	< 0,35	12	25 × 25	Vérifier
11	30x30	0,076	< 0,35	11	25 × 25	Vérifier
10	30x30	0,101	< 0,35	10	30 × 30	Vérifier
9	35x35	0,101	< 0,35	9	35 × 35	Vérifier
8	35x35	0,140	< 0,35	8	35 × 35	Vérifier
7	40x40	0,145	< 0,35	7	40 × 40	Vérifier
6	40x40	0,188	< 0,35	6	40 × 40	Vérifier
5	45x45	0,187	< 0,35	5	45 × 45	Vérifier
4	45x45	0,228	< 0,35	4	45 × 45	Vérifier
3	45x45	0,272	< 0,35	3	45 × 45	Vérifier
2	50x50	0,269	< 0,35	2	50 × 50	Vérifier
1	50x50	0,332	< 0,35	1	50 × 50	Vérifier
RDC	55x55	0,338	< 0,35	RDC	55 × 55	Vérifier
Sous sol 1	30x30	0,064	< 0,35	Sous sol 1	55 × 55	Vérifier
Sous sol 2	30x30	0,076	< 0,35	Sous sol 2	60 × 60	Vérifier

Nous remarquons que les pré dimensionnements des poteaux sont presque les mêmes selon les deux règlement RPA et BAEL.

VII.3 Etude comparative sur le pré dimensionnement des éléments secondaires suivant le règlement du Mali et de l'Algérie :

Dans le Chapitre 3 les éléments secondaires ont été pré dimensionnés et ferraillés suivant le règlement BAEL.

VII.4 Etude comparative sur la modélisation de la structure suivant le règlement RPA et BAEL :

Dans le chapitre 4 nous avons fait la modélisation complète de la structure suivant les normes du règlement parasismique algérien RPA.

L'objectif de cette modélisation était l'étude sismique car Alger est une région de forte sismicité. Au cours de cette modélisation la vérification de l'effort tranchant a engendré des nouvelles sections pour les poteaux de notre structure.

Nous avons supposé la même structure au Mali et nous avons remarqué une stabilité dynamique au Mali. Le Mali est un pays stable dynamiquement qui ne nécessite pas d'étude dynamique ou sismique.

Nous allons par conséquent faire la comparaison de la nouvelle section des poteaux obtenue après l'étude dynamique suivant le RPA et la section des poteaux suivant le BAEL.

Tableau VII.10 : Comparaison poteaux après l'étude dynamique entre RPA et BAEL

RPA				BAEL		
Niveau	choix	V	observation	Niveau	Choix	observation
12	45x45	0,036	< 0,35	12	25×25	Vérifier
11	45x45	0,069	< 0,35	11	25×25	Vérifier
10	45x45	0,076	< 0,35	10	30×30	Vérifier
9	45x45	0,089	< 0,35	9	35×35	Vérifier
8	45x45	0,120	< 0,35	8	35×35	Vérifier
7	45x45	0,128	< 0,35	7	40×40	Vérifier
6	50x50	0,161	< 0,35	6	40×40	Vérifier
5	50x50	0,196	< 0,35	5	45 × 45	Vérifier
4	50x50	0,193	< 0,35	4	45 × 45	Vérifier
3	55x55	0,225	< 0,35	3	45 × 45	Vérifier
2	55x55	0,272	< 0,35	2	50 × 50	Vérifier
1	55x55	0,299	< 0,35	1	50 × 50	Vérifier
RDC	60x60	0,310	< 0,35	RDC	55 × 55	Vérifier

Après la modélisation de la structure, nous remarquons que la section des poteaux a augmenté suivant le RPA.
Nous pouvons déduire que l'étude sismique fait augmenter la section des poteaux.

SYNTHÈSE COMPARATIVE ENTRE LE RPA ALGÉRIEN ET LE BAEL MALIEN :

Afin de mieux illustrer les différences et similitudes entre les deux référentiels, le tableau suivant présente une synthèse comparative entre les exigences du **RPA Algérien** et celles du **BAEL Malien**, appliquées à un même projet hôtelier type (R+12 avec 2 sous-sols).

Tableau VII.11 : Synthèse comparative entre le RPA Algérien et le BAEL (Mali)

Élément comparé	**RPA (Algérie)**	**BAEL (Mali)**	**Observation générale**
Contexte sismique	Norme parasismique obligatoire (RPA 99 modifiée 2024)	Aucune exigence sismique, le pays est en zone stable	Le RPA impose des sections plus importantes en raison des efforts sismiques.
Philosophie de conception	Prise en compte des actions dynamiques, conception en capacité, ductilité obligatoire	Dimensionnement basé sur les sollicitations statiques et les coefficients de sécurité	Le BAEL est plus souple, mais moins sécuritaire en zone sismique.
Matériaux (béton)	Utilisation classique du béton C25/30	Utilisation du béton C25/30 ou 45R, formulation précisée	Similitude dans les classes de béton utilisées.
Maçonnerie	Peu abordée ici, généralement éléments de remplissage	Utilisée uniquement en remplissage, jamais porteuse	Approche similaire.

Voiles	Élément fondamental pour le contreventement sismique	Utilisés mais non obligatoires pour le contreventement	Dans le RPA, les voiles sont essentielles pour la stabilité.
Planchers	Corps creux (16+5 cm), dalles pleines (15 cm)	Corps creux (16+5 cm), dalles pleines (15 cm)	Dimensions identiques mais justifiées différemment.
Poutres	Sections adaptées aux effets sismiques, ex. 30×55, 30×45	Sections souvent plus petites, ex. 30×45, 25×35	Le RPA impose des poutres plus robustes.
Poteaux	Sections variables selon le niveau sismique, ex. RDC : 60×60 cm	Sections moindres pour les mêmes niveaux (ex. 50×50 cm)	Le RPA exige une augmentation des dimensions.
Combinaisons de charges	ELU : 1,35G + 1,5Q ; ELS : G + Q	ELU : 1,35G + 1,5Q ; ELS : G + Q	Pas de différence significative.
Modélisation sismique	Analyse dynamique obligatoire (spectre de réponse, vérification des déplacements)	Non requise	Le RPA nécessite une vérification fine du comportement dynamique.

CONCLUSION DE LA COMPARAISON

À travers cette étude comparative appliquée à un projet hôtelier identique supposé implanté en Algérie et au Mali, nous avons mis en évidence les principales différences entre les règlements de construction des deux pays.

Une structure conçue pour l'Algérie peut être implantée au Mali, mais l'inverse nécessiterait des adaptations importantes pour respecter les exigences de sécurité sismique.

Le **RPA 99 version 2024,** spécifique au contexte sismique Algérien, impose des **contraintes strictes** en matière de dimensionnement et de conception parasismique, notamment à travers des **sections d'éléments porteurs plus importantes**, une **modélisation dynamique** obligatoire et une **philosophie de conception en capacité.**

En revanche, le **BAEL**, utilisé au Mali dans un **contexte non sismique,** permet une approche plus **souple et économique**, fondée sur des sollicitations statiques et des coefficients de sécurité classiques, sans nécessité d'analyse dynamique.

Cette comparaison révèle que **le choix du règlement applicable influence fortement les caractéristiques géométriques, la conception structurelle et les quantités de matériaux.** Elle souligne également l'importance d'adapter la conception d'un bâtiment au contexte réglementaire et sismique du pays d'implantation.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude qui consiste ≪Conception et calcul d'un hôtel R+12+2 sous sol en béton armé selon le RPA: Adaptation aux conditions climatiques et matérielles du Mali≫ nous a permis de récapituler et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'études, de les approfondir en se basant sur les différents règlements, de mettre en application le logiciel de calcul ETABS, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Cette étude nous a permis de constater que :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet, des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. La bonne disposition des voiles assure le comportement idéal de la structure.
- Le calcul de ferraillage des éléments résistant a été fait par le logiciel SOCOTEC/BAEL-R basé sur le règlement BAEL 91 modifié 99.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- L'étude comparative nous a également permis de faire sortir les différences de matériaux, de prédimensionnement et de ferraillage entre le RPA 2024 (règlement algérien) et le BAEL 91 modifié 99 (règlement appliqué au Mali).

Il est important d'évoquer qu'il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, nous espérons atteindre un niveau de savoir qui nous permettra une meilleure compréhension des différents phénomènes régissant le comportement des structures. Cette expérience nous a permis de conclure que, dans le domaine de la construction, le savoir est très vaste sans limite.

Bibliographie

[1] : Règlement parasismique Algérien **RPA 2024 ;** (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**)

[2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean-Pierre Mougin**

[3] : B.Bouderba, Bâtiment (Cours avec exercices corrigés). Polycopié de cours, Centre universitaire El-Wancharissi, Tissemsilt. p.108

[4] : Formulaire du béton armé : volume 1; élément de calcul, par **Victor Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**

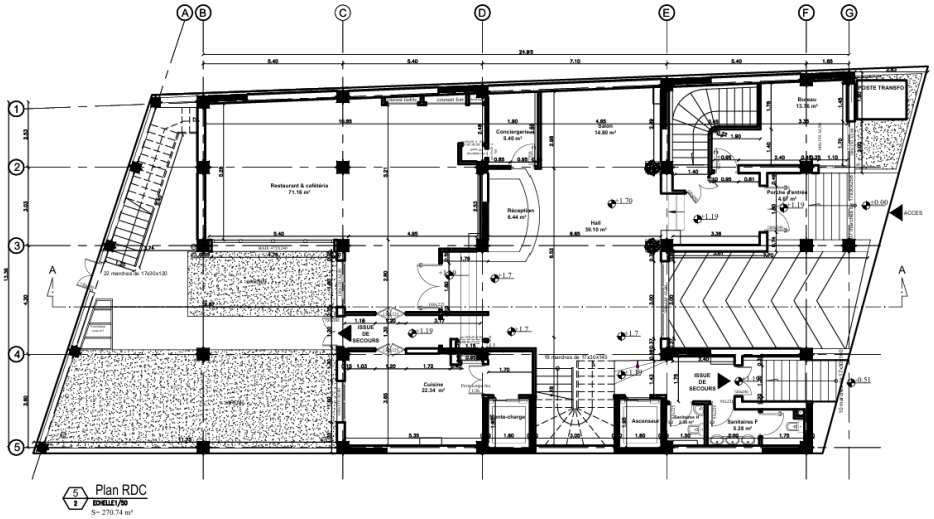
[5] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**

[7] : DTU B 23.1-NF règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976.

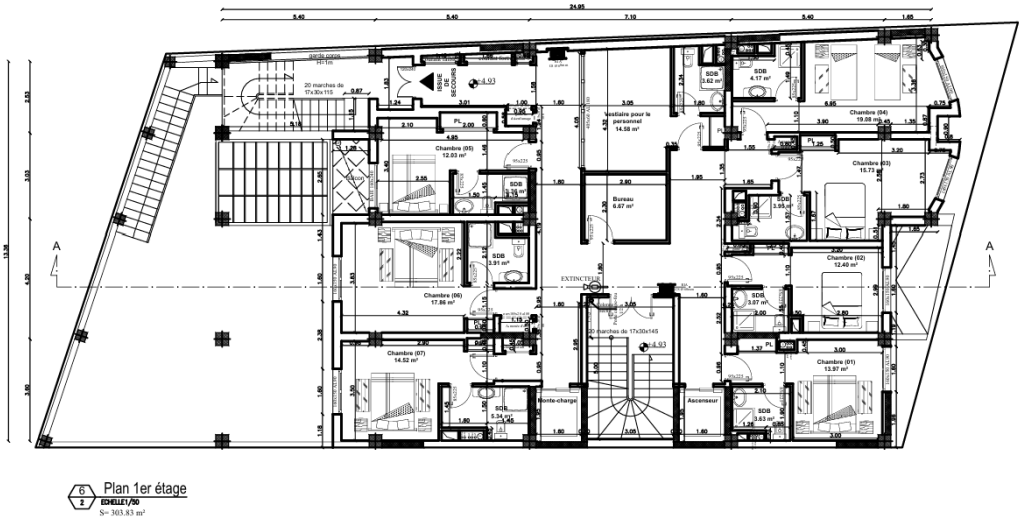
[8] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thonier (Tome 3)

[9] : Formulaire du béton armé : volume 2 ; construction par **Victor Davidovici**

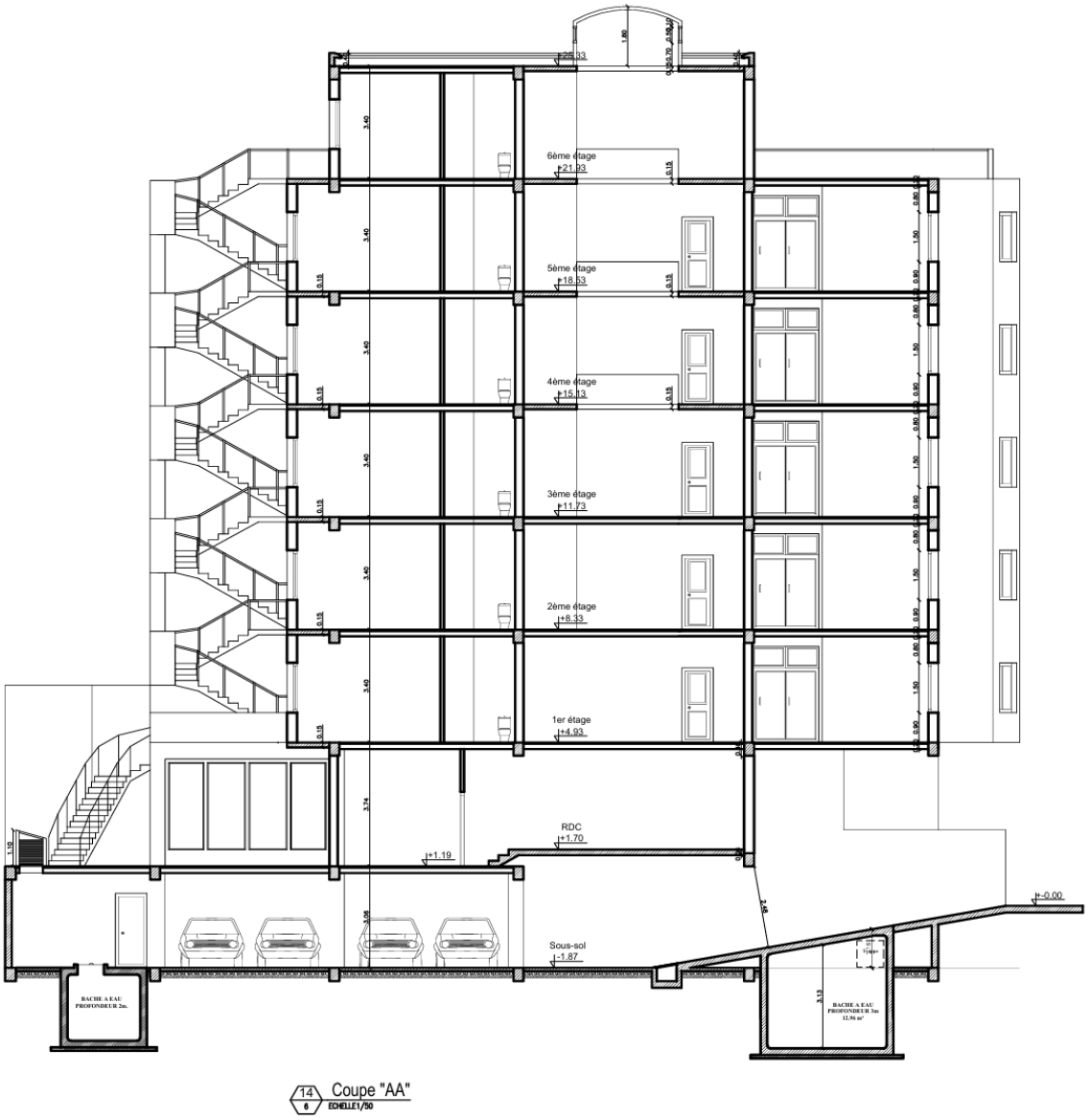
Annexe



Plan RDC du bâtiment



Plan étage courant



Plan en élévation du bâtiment