

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Civile et Industrielle.

Thème

**Etude d'une structure en R+6 à usage habitation,
commercial et administratif avec un système de
contreventement par voiles**

Présenté par :

M^{elle} : **KHALFOUN Nawal**

Devant le jury composé de :

Président :	Mr. GHAOULEM	MCA
Examineur :	Mr. MANSOURI	MAA
Encadreur :	Mme. HADDADENE	MAA

Promotion : 2024/2025

Remerciement

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour la force, la patience et le courage qu'Il m'a accordés afin d'achever ce mémoire de fin d'études.

J'exprime également toute ma reconnaissance à mes parents et à mes frères, dont le soutien constant et l'amour inconditionnel ont été une source essentielle de motivation tout au long de mon parcours

Je tiens à remercier sincèrement mon encadrant, madame **HADDADENE NACIMA**, pour l'attention, la disponibilité et le suivi constant dont il a fait preuve tout au long de ce travail.

Je remercie aussi les membres du jury pour l'attention accordée à ma présentation et pour l'honneur qu'ils me font en évaluant ce travail

Enfin, je remercie l'ensemble de mes enseignants pour leur contribution à ma formation, ainsi que toutes les personnes qui m'ont soutenu dans la réalisation de ce projet

Dédicaces

À mes très chers parents et à mes frères

Vous avez toujours été pour moi un exemple de générosité et de bienveillance. Votre amour et votre soutien m'ont donné la force d'avancer dans ce parcours. Je prie Dieu de vous accorder santé, joie et sérénité.

À ma famille

Vous étiez ma famille, mon centre de motivation, Nabil, fatma, Lyliya, Laetitia, Aziz, Nadine Tente Saliha, je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien indéfectible et vos encouragements

A mes chers amis

Merci à vous, Wahiba, hanafi, Morad, Slimane, Kenza Vous avez toujours été à mes côtés, et je vous en suis infiniment reconnaissante

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
Introduction	2
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.....	11
Introduction	11
II.1. Prédimensionnement des planchers.....	11
II.2. Les poutres.....	12
II.3. Les dalles pleines	14
II.4. Les voiles	15
II.5. Les poteaux	17
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	28
III.1. Planchers en corps creux	28
III.2. Les escaliers.....	48
III.3. Calcul de la poutre palière	67
III.4. Calcul des porte-à-faux	78
III.5. Etude de la dalle salle machine.....	85
III.6. Calcul de l'acrotère	94
III.6. Calcul de la poutre de chaînage	103
Chapitre IV : Modélisation ETABS.....	113
IV.1. Généralités sur le logiciel.....	113
IV.2. Etapes de modélisation.....	113
Chapitre V : Etude dynamique et sismique	127
V.1. Modélisation	127
V.2. Vérification des exigences du RPA.....	128
Chapitre VI : Calcul des éléments principaux.....	139
Introduction	139
VI.2. Ferrailage des poteaux	139
VI.1. Ferrailage des poutres	154

VI.3. Ferrailage des voiles de contreventement	162
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	186
VII. 1. Différents types de fondations.....	186
VII.2. Étude du radier général.....	192
VII.3. Ferrailage du débord.....	204
VII.3. Ferrailage de la nervure	205
Conclusion générale.....	226
Bibliographie.....	228

Liste des figures

Figure I.1 : diagramme contrainte – déformation	6
Figure I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS	7
Figure I.3 : diagramme contrainte – déformation de l’acier	8
Figure I.4 : diagramme "contrainte - déformation" de calcul	9
FigureII.1 : schéma descriptif d’un plancher courant	12
Figure II.2: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres	15
Figure II.3: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	16
Figure II.4: élément constituant le plancher terrasse.....	19
FigureII.5 : élément constituant le plancher (étage courant).....	20
Figure II.6: élément constituant la dalle pleine.....	20
Figure II.7 : coupe verticale d’un mur extérieur	21
Figure II.8: coupe verticale d’un mur intérieur.....	22
Figure II.9 : loi de dégression des surcharges	24
Figure III.1-1 Schéma du treillis soudé.....	29
Figure III.1.-2 : Section de la poutrelle.....	31
Figure III.1.3 : Construction de la section en Té	32
Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L’ELU	39
Figure III.1.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L’ELU	40
Figure III.1.6 : Ferrailage du plancher	48
Figure III.2.1 : Schéma de l’escalier.....	49
Figure III.2.2 : Schéma statique d’escalier	50
Figure III.2.3 : diagramme des efforts internes à l’ELS	55
Figure III.2.4 : diagramme des efforts internes à l’ELU3.....	62
Figure III.2.5 : Ferrailage de l’escalier	66
Figure III.3.1: Schéma statique de la poutre palière a l’ELU	68
Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchant à l’ELU.....	68
Figure III.3.3 : Diagramme de moment isostatique à l’ELU	69
Figure III.3.4 : Diagramme des moments corrigé à l’ELU	69
Figure III.3.5 : Schéma statique de la poutre palière à l’ELS	73
Figure III.3.6: Diagramme des efforts tranchant à l’ELS.....	74
Figure III.3.7 : Diagramme de moment isostatique à l’ELS	74
Figure III.3.8 : Diagramme des moments corrigé à l’ELS.....	74
Figure III.3.9 : Ferrailage de la poutre palière	77

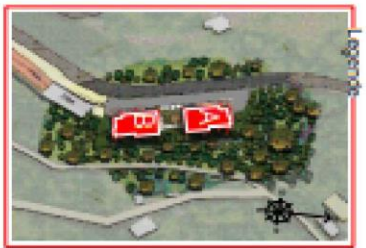
Figure III.4.1 : Ferrailage du porte-à-faux	84
Figure III.5.1 : Schéma de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen	86
Figure III.5.2 : Ferrailage de la dalle salle machine.....	93
Figure III.6.1 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	96
Figure III.6.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	102
Figure IV.1: Choix des unités	113
Figure IV.2: Démarrer un nouveau model.....	113
Figure IV.3: Introduction de la géométrie de base.....	115
Figure IV.4: Introduction des étages.....	116
Figure IV.5: du Caractéristiques béton.	116
Figure IV.6: Caractéristiques des éléments.....	117
Figure IV.7: Vue en plan des éléments structuraux sous-sol	119
Figure IV.8: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage	119
Figure IV.9: Définition des appuis.....	120
Figure IV.10: Définition des charges statiques	120
Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2024	121
Figure IV.11: introduction du spectre de repense	121
Figure IV.12: Définition des charges sismique.....	122
.....	122
Figure IV.13: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales	122
Figure IV.20: Définition du poids propre	123
Figure IV.22: Application des diaphragmes	124
Figure IV.23 : Option de vérification de la modélisation.....	125
Figure IV.24 : Lancement de l'analyse de la structure	125
Figure IV.25 : Vue en 3D de la structure.....	126
Figure.VI.3.1 : Zone critique à la base du voile (RPA2024)	164
Figure.VI.3.2 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA-2024)	165
Figure.VI.3.3 : Diagramme amplifié du voile de 1.4 m.....	165
Figure.VI.3.4 : Eléments de rives pour les voiles (RPA2024).....	166
Figure.VI.3.5 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés (RPA2024).....	166
Tableau VI.3.1 : Armatures verticales voile 2.	167
Figure.VI.3.6 : Diagramme amplifié du voile de 1.8 m.....	176
Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée.....	188
Figures VII.2: Diagramme des contraintes	197
Schéma VII-3-schéma statique du débord	204

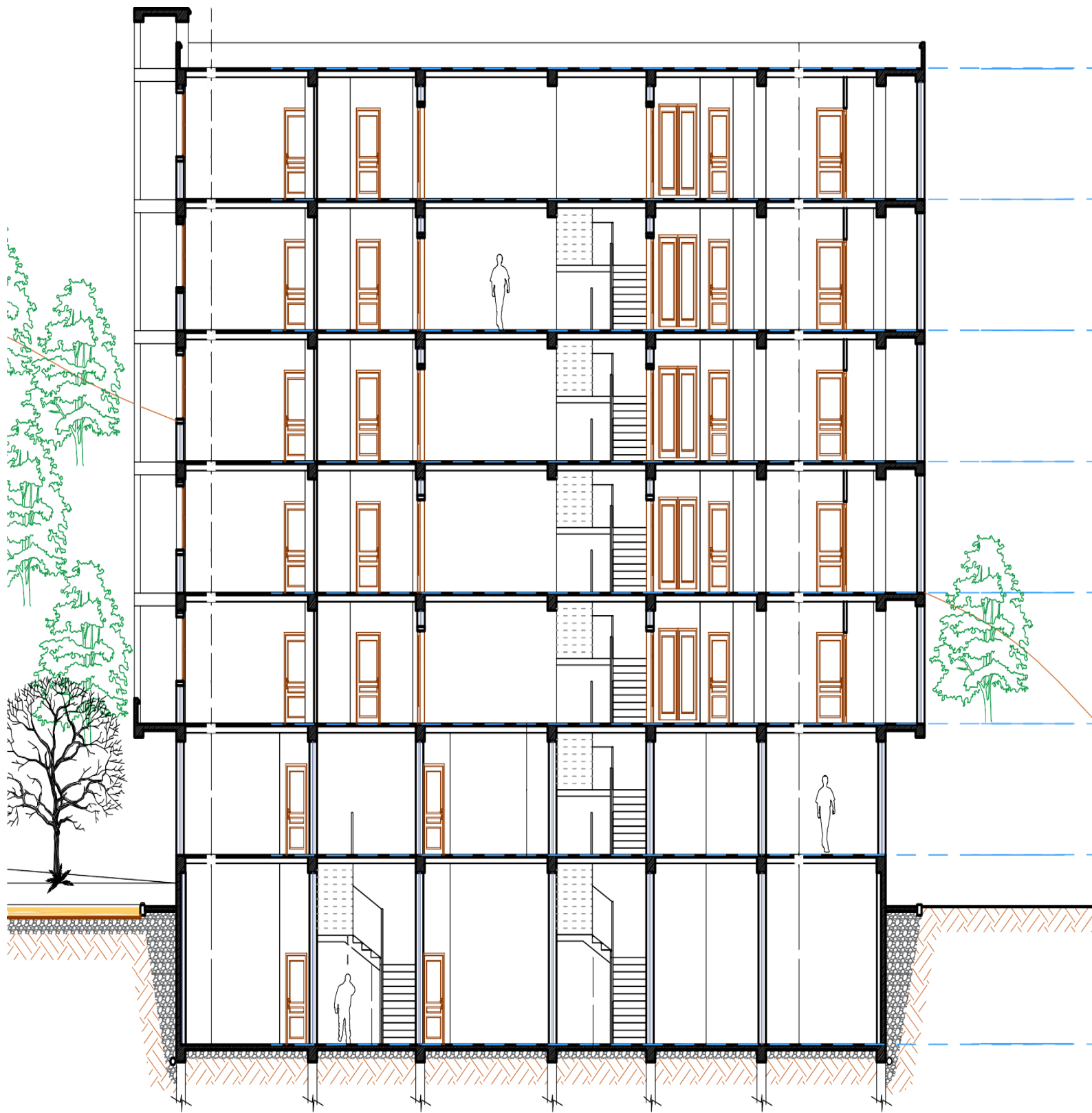
Schéma VII-4 : Présentation des chargements simplifiés	205
Figure VII -5- Schéma statique de la nervure	209
Figure VII -6- diagrammes des moments fléchissant dans la nervure (X-X)	209
Figure VII -7- Schéma statique des nervures (effort tranchant).....	209
Figure VII -8- Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX).....	209
Figure VII -9- Schéma statique de la nervure (moment fléchissant).....	209
Figure VII -10- Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens YY)	210
Figure VII -11- Schéma statique de la nervure (effort tranchant).....	210
Figure VII -12- Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens YY)	210
Figure VII -13- Schéma statique de la nervure (moment fléchissant).....	210
Figure VII -14- Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens XX)	210
Figure VII -15- Schéma statique de la nervure (effort tranchant).....	211
Figure VII -16- Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX)	211
Figure VII -17- Schéma statique dans la nervure (moment fléchissant	211
Figure VII -18- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).....	211
Figure VII -19- Schéma statique des nervures (effort tranchant).....	211
Figure VII -20- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)	212
Figure.VIII.1 : Diagramme des contraintes agissantes sur le mur.	220

Liste des tableaux

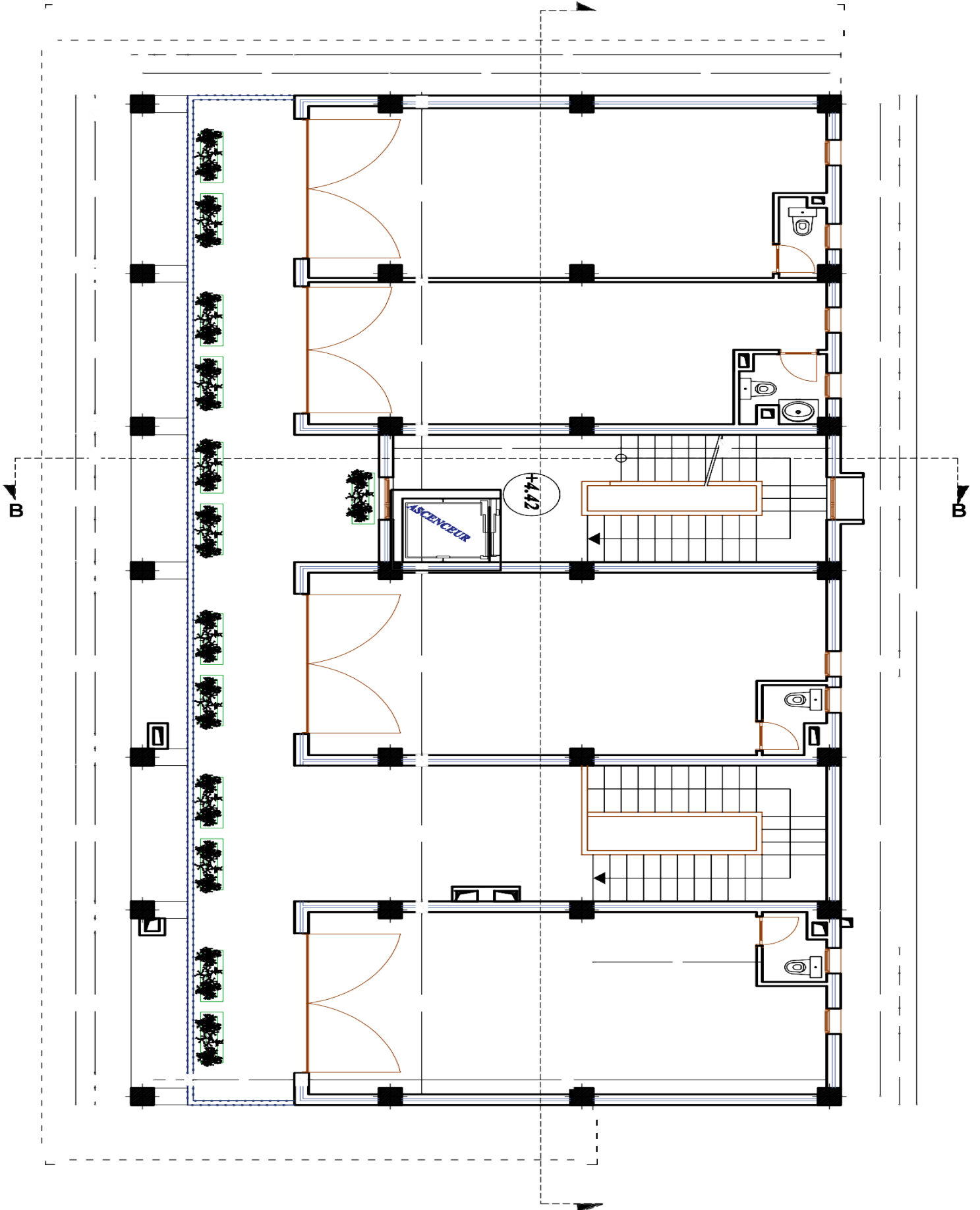
Tableau II.1 : Vérification des exigences de RPA 2023	13
Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible	19
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant	20
Tableau II.4: Caractéristiques des éléments en dalle pleine	21
Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur	21
Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur	22
Tableau II.7: Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine	22
Tableau II.8: Charges d'exploitations des différents éléments	23
Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charges	25
Tableau III.1. : Tableau récapitulatif des moments isostatiques	36
Tableau III.2 : Tableaux récapitulatifs des moments en travées	38
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	39
Tableau III.2.1 : charges permanentes du palier	51
Tableau III.2.2 : Charge permanentes volée	52
Tableau III.4.1 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.....	78
Tableau V.1 : résultats de période donnée par ETABS.....	129
Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	131
Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	132
Tableau V.4 : déplacement relatif dans le sens X-X.....	136
Tableau V.5 : déplacement relatif dans le sens Y-Y.....	137
Tableau V.6. Vérification de l'effet P-Delta.....	138
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et en situation accidentelle	140
Tableau VI.1.2 : la section minimal et maximal d'armature.....	140
Tableau VI.1.3 : vérification de la condition non fragilité pour les poteaux.....	142
Tableau VI.1.4 : ferrailage des poteaux a la flexion composée	143
Tableau VI.1.5 : vérification des exigences de RPA	145
Tableaux VI.1.6: Détermination des armatures transversales des poteaux.....	150
Tableau VI.1.7 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes	151
Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	152
Tableau IV.2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et en situation accidentelle	154
Tableau VI.2.2 : la section minimal et maximal d'armature.....	155
Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principales.....	156
Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles	156

Tableau VI.2.5: Vérification des recommandations exigées par le RPA	157
Tableau VI.2.6 : Ferrailage des poutres secondaires.....	157
Tableau VI.2.7: Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles	157
Tableau VI.2.8: Vérification des recommandations exigées par le RPA	158
Tableau VI.3.2 : Armatures verticales élément de rive.....	171
Tableau VI.3.3 : Armatures verticales voile 2.	177
Tableau VI.3.4 : Armatures verticales élément de rive.....	180
Tableau VI-3-5- Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.....	185
Tableau VI-3-6- Vérification des contraintes dans le béton	185
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	189
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	190
Tableau VII.3 : le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.....	190
Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.....	201
Tableau VII.5 : Condition de non fragilité.....	202
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	203
Schéma VII-4 : Présentation des chargements simplifiés	205
Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	207
Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).	208
Tableau VII.9 : Efforts internes les plus défavorables dans les nervures.....	212
Tableau VII.10: ferrailage adopté pour la nervure.....	212
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	215
Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à l'ELS	216
Tableau VII.13 : Vérification des recommandations exigées par le RPA.....	216

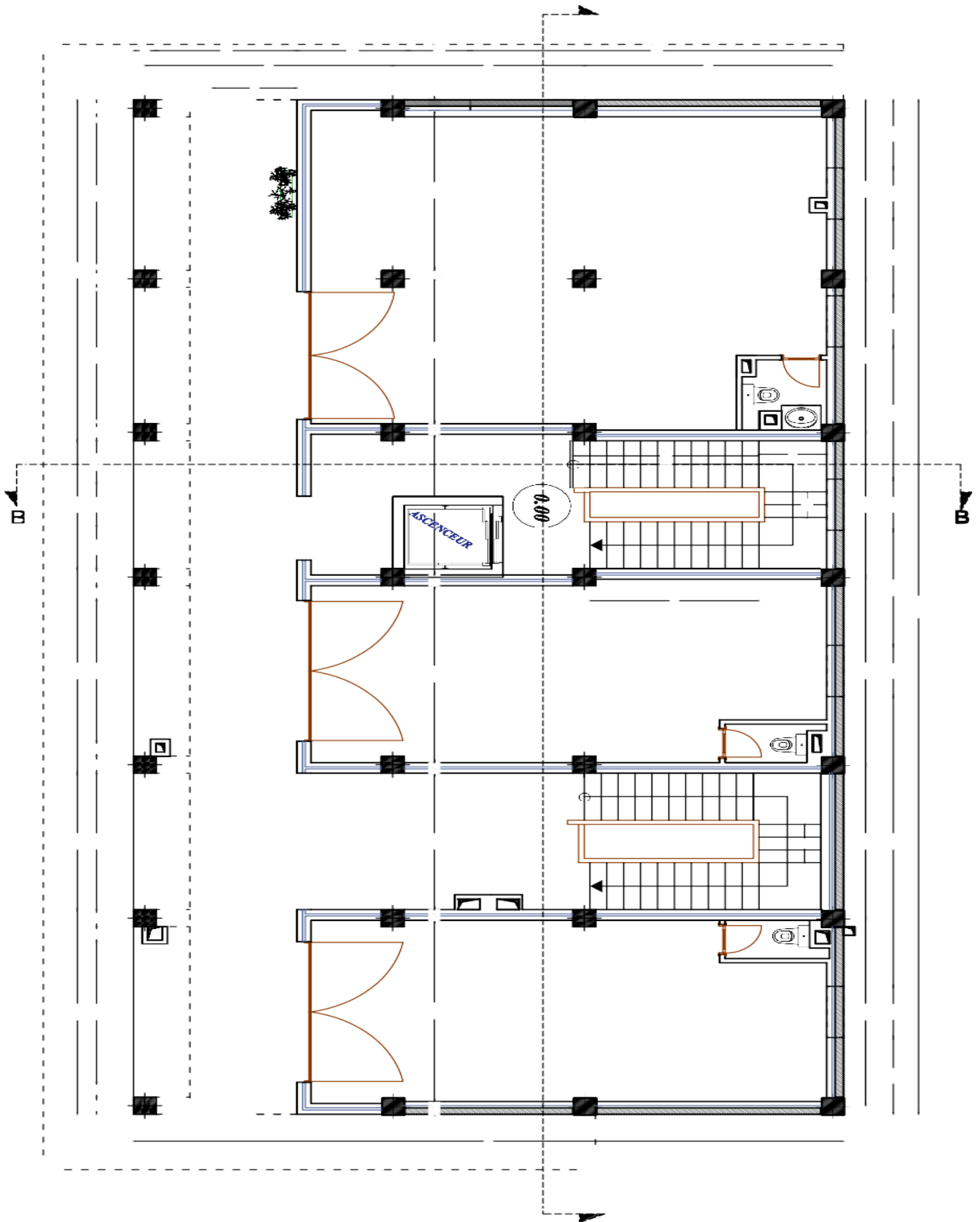


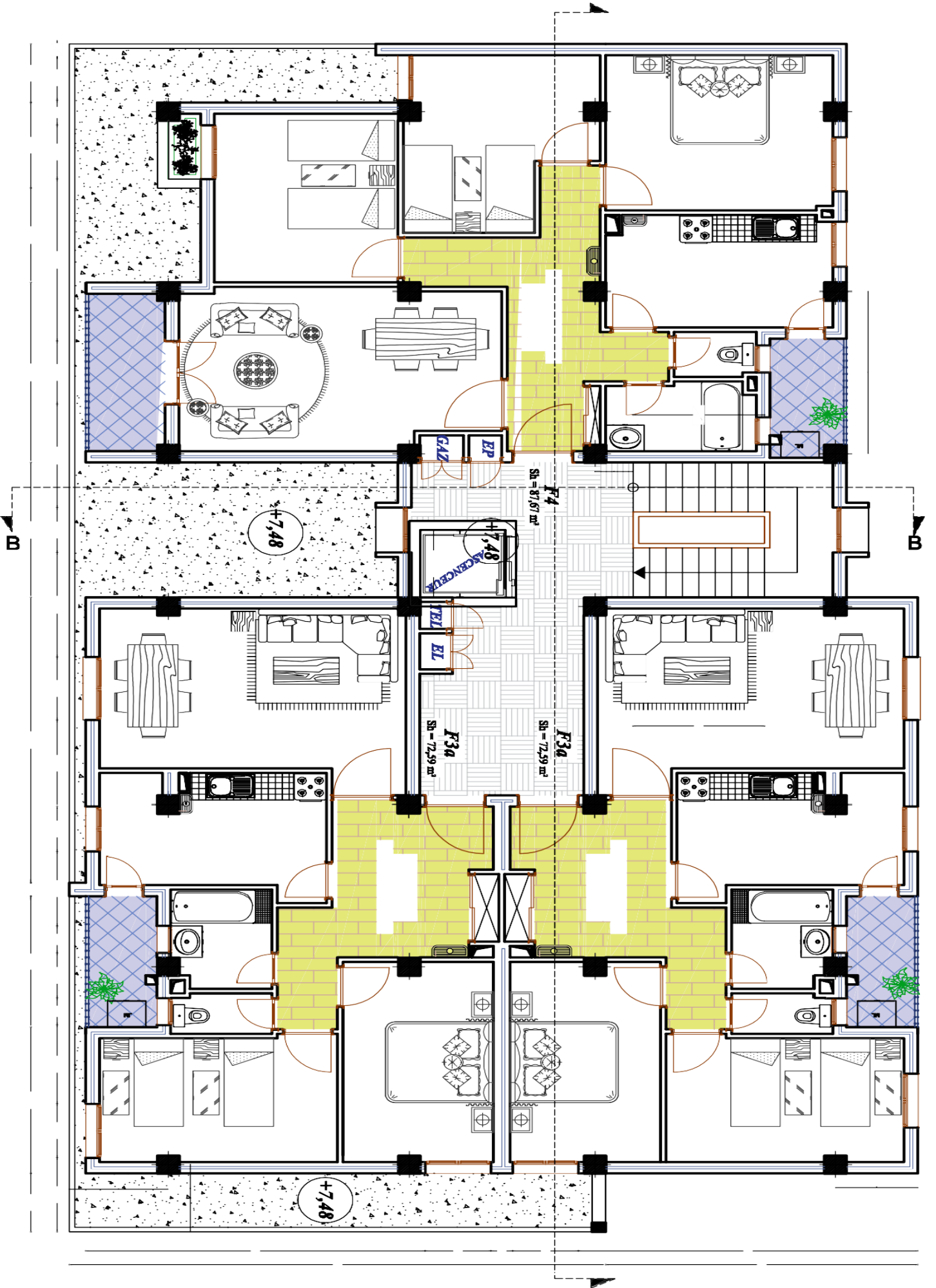


BLOC A / Etage Service



BLOC A / RDC Commerce







Introduction générale

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

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

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

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée à usage commercial et d'un étage service et de cinq étages à usage d'habitation en zone sismique IV. Ce présent travail comporte huit chapitres qui se répartissent comme suit :

- Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- Le second traite le calcul du prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires fait l'objet du troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.
- Le cinquième chapitre concerne les vérifications des exigences du RPA.
- Le sixième chapitre fait l'objet du dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants qui ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA 2024). Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- Dans le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre concerne l'étude d'un mur plaque.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.



Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction

La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et le choix des matériaux jouent un rôle très important pour assurer la résistance et la stabilité des éléments porteurs de la structure. Les caractéristiques géométriques et des matériaux utilisés feront l'objet de ce premier chapitre.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet étudié est une superstructure d'un bâtiment R+6 à usage de RDC commerciale un étage service et les 5 autres étages à usage d'habitations, situé dans la wilaya de TIZI-OUZOU classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA version 2024) comme zone de sismicité moyenne (zone V).

Notre structure comporte :

- Rez-de-chaussée (RDC) ;
- 1 étage service
- 5 étages à usages d'habitation ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques

- Hauteur totale du bâtiment..... 22.72m
- Hauteur d'étage courant 3.06m
- Hauteur du RDC..... 4.42m
- Longueur totale du bâtiment 15.20m
- Largeur totale du bâtiment..... 26.40m

I.3 Les éléments de l'ouvrage

▪ Ossature

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

▪ Plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, et pour fonction d'assurer la résistance mécanique et l'isolation thermique et acoustique des différents étages. Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- **Plancher en dalle pleine** coulée sur place, pour les balcons, la cage d'ascenseur et la cage d'escalier.

▪ Les escaliers

C'est un élément de construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est composé de deux cage d'escalier, une qui relie tous les différents étages, une autre relie entre le RDC et l'étage service et on a deux types d'escaliers :

- Le premier type comporte trois avec volées deux paliers intermédiaires.
- Le deuxième type comporte deux volées avec un seul palier de repos.

▪ Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui est réalisée en voiles, coulées sur place.

▪ Les balcons

C'est des éléments considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, conçues en utilisant des éléments en corps creux ou en béton armé. Le garde-corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1.00m.

▪ Maçonnerie

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm et les murs de séparations seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

▪ Revêtements :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines ;
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers ;
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

▪ Système de coffrage

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA version 2024) ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 99).

I.4.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange granulaire de sable et graviers qui sont liés par une pâte de ciment. Le béton est un matériau de construction le plus utilisé au monde, ce dernier possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression ;
- La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...);
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre.

A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci noté f_{c28} . On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet, on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. La résistance caractéristique du béton à la traction : (Art A.2.1,12 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée f_{tj} , elle est définie par la relation suivante :

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

C. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée : (Art A.2.1,21 BAEL91) :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée : (Art A.2.1,22 BAEL91) :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

D. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec E : module de Young (module d'élasticité)

V : Coefficient de poisson

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

• Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91) :

$\nu = 0.2$ Pour le calcul de sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations à l'ELS.

E. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

❖ Etats limites ultimes :

Elle correspond à la perte d'équilibre statique, à la perte de stabilité de forme et surtout à la perte de résistance mécanique, qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

Contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{0,85 f_{cj28}}{\sigma_{\gamma b}} \quad (\text{Art : A . 4 . 3 , 41 BAEL91})$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b : 1.15 \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$\gamma_b : 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.20 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\Theta = 1 \text{ lorsque } j \Rightarrow j > 24 \text{ heures}$$

$$\Theta = 0.9 \text{ lorsque } 1 \leq j \leq 24 \text{ heures}$$

$$\Theta = 0.85 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure}$$

j : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

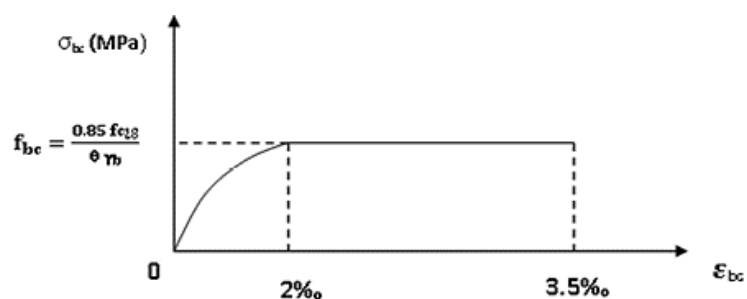


Figure I.1 : diagramme contrainte – déformation

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

❖ Etats limites de services

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal sa durabilité soient assurées, ils comprennent : l'état limite de compression du béton ; l'état limite d'ouverture des fissures et l'état limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à :

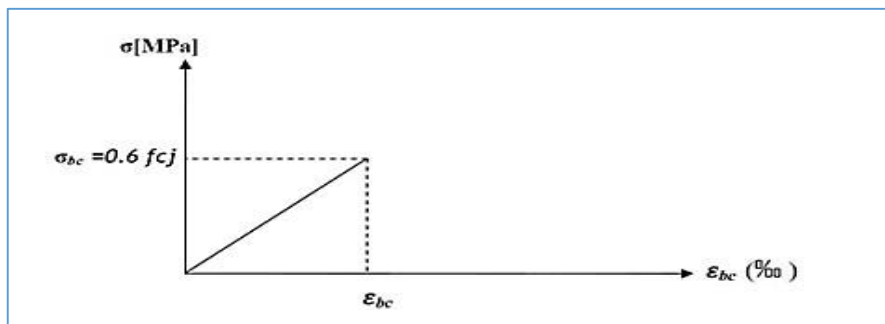


Figure I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

F. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1 BAEL91) :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$
- ✓ Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u = \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

I.4.2. L'acier

A) Généralités

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses *FeE215* et *FeE 235* correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de *215 MPa* et *235 MPa*.
- Les aciers à haute adhérence *FeE400* et *FeE500* correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garantie
- Treillis soudé de type *TS520 s* de *400 MPa* et *500 MPa*

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

B) Diagramme contrainte déformation

La représentation graphique de la relation contrainte déformation permet d'analyser les caractéristiques mécaniques de l'acier lors de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

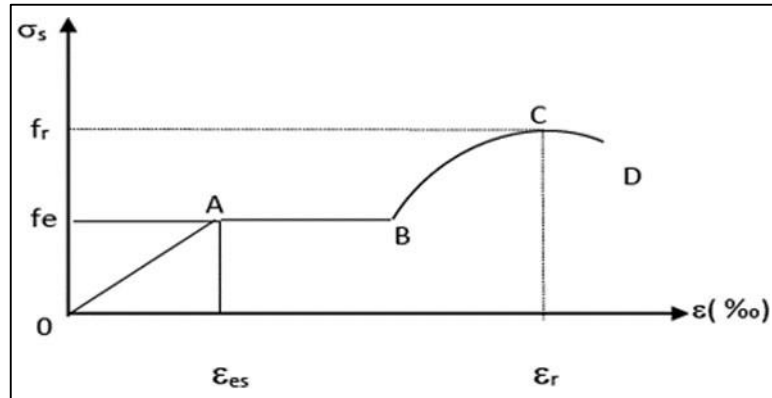


Figure I.3 : diagramme contrainte – déformation de l'acier

Les caractéristiques des paramètres présentés sur la figure sont définies comme suit :

***f_r** : Résistance à la rupture*

***f_e** : Limite d'élasticité*

***ϵ_{es}** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier*

***ϵ_r** : Allongement à la rupture*

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine d'écrouissage

Zone CD : Domaine de striction

C) **Diagramme contrainte déformation de calcul : Selon (BAEL 91 R 99, A.2.2, 2)**

Dans le calcul aux états limite nous utiliserons le diagramme simplifier suivant :

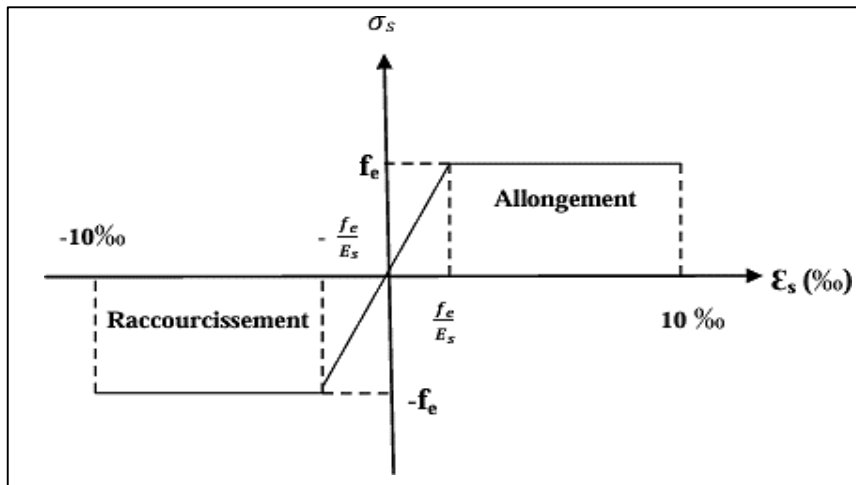


Figure I.4 : diagramme "contrainte - déformation" de calcul

D) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPA}$

E) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

F) Contraintes limites :

▪ **Contrainte limite à l'ELU :**

La formule est donnée par : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : σ_{st} : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentelle} \end{array} \right.$

▪ **Contrainte limite à l'ELS :**

A Fin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91 R 99, A.4.5, 32) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91 R 99, A.4.5, 33) :** C'est le cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5,34 BAEL91)**

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\}$$

Avec : η : *coefficient de fissuration*

η : 1 pour les aciers ronds lisses (LS)

η : 1.6 pour les aciers hauts adhérence (HA)

G) Protection d'armatures : (Art A.7.1 BAEL91) :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, et que l'adhérence soit parfaite, on doit adopter un enrobage (c) des armatures conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm**, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux qui exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm**, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et les éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1 cm**, pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Introduction

Avant d'effectuer tout calcul des éléments, il est essentiel de procéder au dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après sa réalisation.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et pour cela on se réfère aux ; Règlement Parasismique Algérien « RPA », ainsi qu'aux normes « BAEL 91/révisé 99 », et le Document Technique Réglementaire des Charges et des Surcharges « DTR BC2.2 ».

II.1. Pré dimensionnement des planchers

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- Plancher en corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et l'ascenseur.

❖ La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91 R 99, B.6.8, 424})$$

Avec :

ht : hauteur du plancher

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

❖ Le RPA version 2024 exige pour les poteaux : **Min (b,h) ≥ 30cm en zone V**

On prend : b=h=25 cm

$$\text{On a : } L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_{max} = 4,1m$$

$$ht \geq \frac{410}{22,5} = 18,22 \quad \Rightarrow \text{ soit : } ht = 20cm$$

On prend un plancher à corps creux de 20 cm, d'épaisseur (16+4) avec :

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- Epaisseur du corps creux = 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

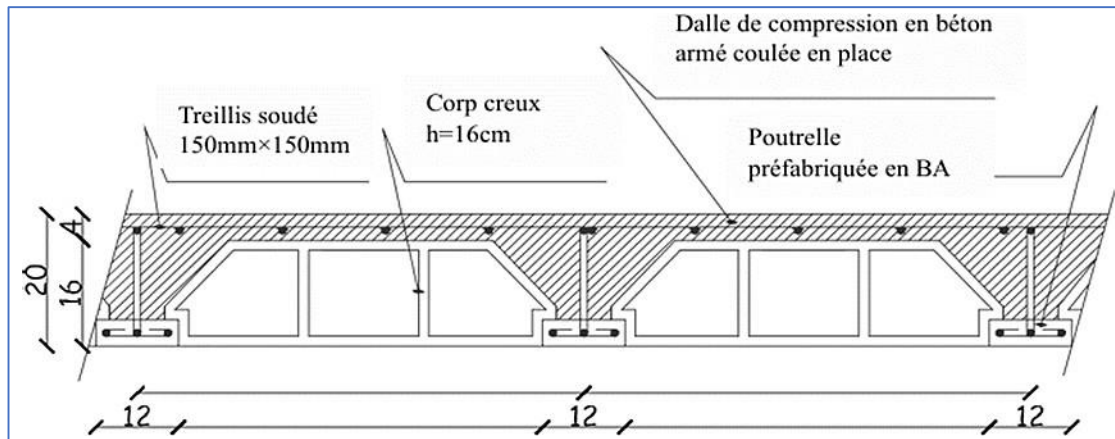


Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher courant

II. 2. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Les poutres sont prè dimensionnées en se basant sur les formules et les normes suivantes :

Selon les règles BAEL 91 : (Art.4.14) :

- La hauteur h_p de la poutre doit être : $\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0,4h_p \leq b \leq 0,7h_p$

Avec : {
 h_p : Hauteur de la poutre
 h_p : Hauteur de la poutre
 l_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

A. Les poutres principales :

$$l_{max} = 440 - 30 = 410$$

$$\frac{410}{15} \leq h_p \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \leq h_p \leq 41$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

On prend : $ht = 35 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

B. Les poutres secondaires :

$$l_{max} = 440 - 30 = 410$$

$$\frac{410}{15} \leq ht \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \leq ht \leq 41$$

On prend : $ht = 35 \text{ cm}$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA 2024 :(Art7.5.1) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être :} & h \geq 30\text{cm.} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être :} & b \geq 25\text{cm} \\ \text{Le rapport hauteur largeur doit être :} & h/b \leq 4 \end{cases}$$

Vérification :

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
Hauteur : hp (cm)	$35 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	Vérifier
Largeur : b (cm)	$30 \geq 25\text{cm}$	$25 \geq 25\text{cm}$	Vérifier
Hauteur / largeur	1,17	1,4	Vérifier

Tableau II.1 : Vérification des exigences de RPA 2023

Conclusion : on adoptera les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} (30 \times 35) \text{ pour les poutres principales} \\ (25 \times 35) \text{ pour les poutres secondaires} \end{cases}$$

II. 3. Les dalles pleines

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres éléments. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions imposées par :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

► Condition à la résistance à la flexion

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par

la formule suivante : $\frac{l}{20} \leq ep \leq \frac{l}{15}$

Avec : $\begin{cases} l : \text{la portée libre} \\ ep : \text{l'épaisseur de la dalle} \end{cases}$

$$\frac{140}{20} \leq ep \leq \frac{140}{15} \Rightarrow 7 \leq ep \leq 9,33$$

On adopte une épaisseur de **$ep=15 \text{ cm}$**

► Résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armé H.RENAUD Pages 235)

$ep = 11 \text{ cm}$... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$ep \geq 7 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

► Isolation acoustique

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350 kg/m^2 .

$$MP = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{Mp}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{3500}{25000} = 0,14 \text{ m}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Avec : $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Conclusion

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

II. 4. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé rigides qui ont pour fonction d'assurer la stabilité de la construction face aux charges horizontales et de supporter une partie des charges verticales.

Leur dimensionnement sera conforme aux On opte pour : **$b_w = 25 \text{ cm}$**

Les éléments considérés comme voiles doivent répondre à la condition suivante :

$$l_w \geq \max \frac{h_e}{3}; 4b_w ; 1m$$

Avec : $\begin{cases} l_w: \text{la longueur du voile} \\ b_w: \text{L'épaisseur du voile} \end{cases}$

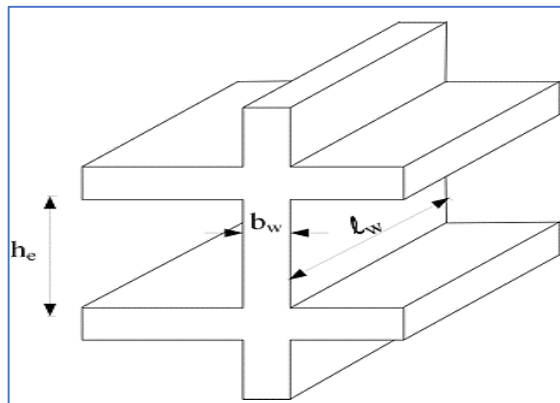


Figure II.2: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

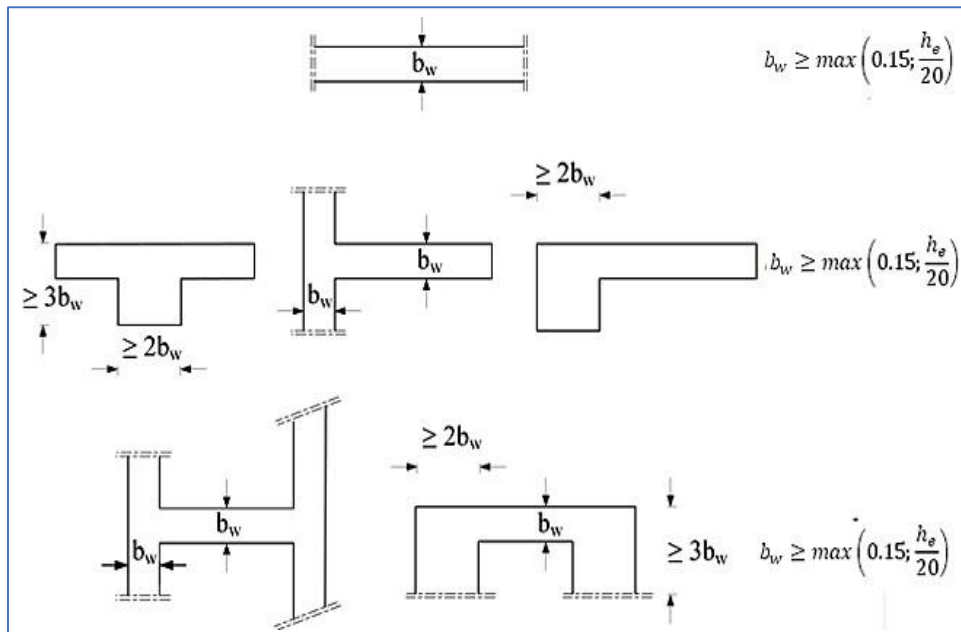


Figure II.3: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

► **Calcul de l'épaisseur du voile :**

• **Voile du RDC :**

$$b_w \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_e}{20} \right\} \quad \text{Avec : } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

$$h_e \text{ RDC} = 442 \text{ cm}$$

$$h_e = 442 - 35 = 407 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max \left\{ 0,15; \frac{407}{20} \right\} \Rightarrow b_w \geq \max \{ 0,15; 20,35 \}$$

On opte pour : **$b_w = 25 \text{ cm}$**

• **Voile des étages courants :**

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max \left\{ 0,15; \frac{271}{20} \right\} \Rightarrow b_w \geq \max \{ 0,15; 13,55 \}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

On opte pour : $b_w = 15\text{cm}$

► La longueur du voile :

- Voile du RDC :

$$l_w \geq \max \left\{ \frac{h_e}{3}; 4b_w; 1\text{m} \right\} \quad \text{Avec : } h_e : 442\text{cm}$$

$$442 - 35 = 407\text{cm}$$

$$l_w \geq \max \left\{ \frac{407}{3}; 4(25); 1\text{m} \right\} \Rightarrow l_w \geq \{1,36; 1\text{m}; 1\text{m}\}$$

On opte a une longueur de : **1,36m**

- Voile des étages courant :

h_e : 306 cm

$$306 - 35 = 271\text{cm}$$

$$l_w \geq \max \left\{ \frac{271}{3}; 4(15); 1\text{m} \right\} \Rightarrow l_w \geq \max\{0,9; 0,6; 1\text{m}\}$$

On opte pour une largeur de : **1m**

Conclusion :

L'épaisseur du voile : **25cm**

La longueur du voile : **1,36m**

II. 5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé qui ont généralement une forme carrée, des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en effectuant une décente de charges pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations

N_s : effort normal de calcul repris par le poteau.

Avec : { G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

La combinaison des charges et des surcharges sera représentée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

La section S est donnée par la formule suivante : $\nu = \frac{N_s}{s \cdot f_{c28}} \leq 0,35$ (RPA2024 art.7.4.3.)

$$\text{D'où : } s \leq \frac{N_s}{0,35 f_{c28}}$$

Avec $\begin{cases} S : \text{section du poteau} \\ f_{c28} : \text{la résistance caractéristique du béton à 28 jours. } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$

✚ De plus, tous en vérifiant les exigences du « RPA 99 / Version 2024 »

Les dimensions de la section transversale des poteaux en **zone V** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_{cl}}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

II.5.1. Calcul de la surface d'influence :

► **Calcul de la section neutre :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2,05 \times 2,07) + (1,45 \times 2,05)$$

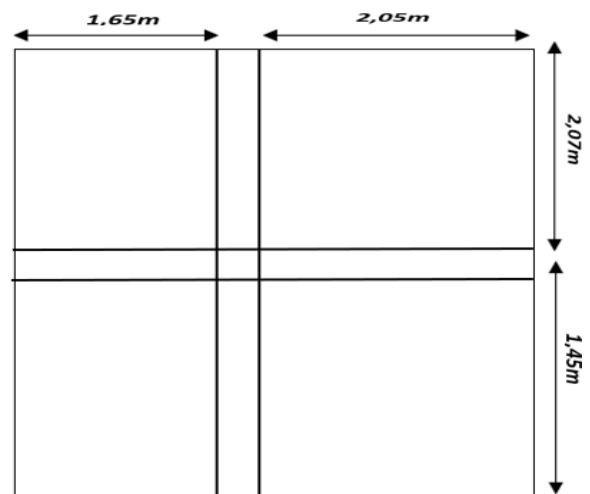
$$+ (1,65 \times 2,07) + (1,6 \times 1,45)$$

$$S_n = 13,024 \text{ m}^2$$

► **La section brute :**

$$S' = (3,77 \times 4,02)$$

$$S' = 15,16 \text{ m}^2$$



Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.5.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.2.2.**

a. Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho \cdot e$

Avec : $\begin{cases} \rho : \text{le poids volumique} \\ e : \text{l'épaisseur de l'élément} \end{cases}$

► Plancher terrasse inaccessible à corp creux :

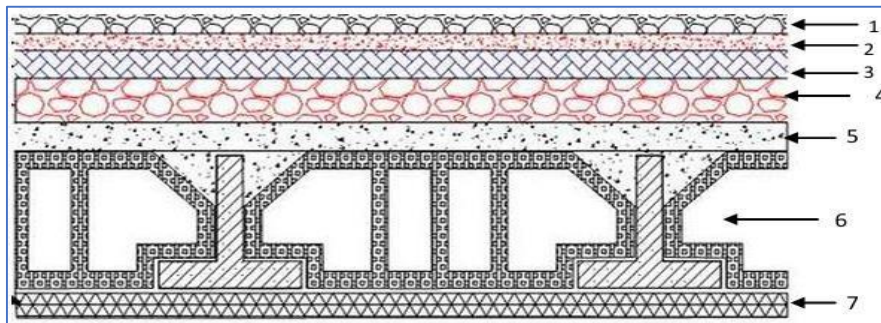


Figure II.4: élément constituant le plancher terrasse

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	charges G (KN/m ²)
1) Couche de gravier	17	0,05	0,85
2) Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3) Béton en forme de pente	22	0,06	1,32
4) Feuille de polyane	1	0,01	0,01
5) Isolation thermique	4	0,04	0,16
6) Dalle en corps creux	14	0,2	2,8
7) Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
La charge permanente : G (KN/m²)			5,46

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

► Plancher étage courant :

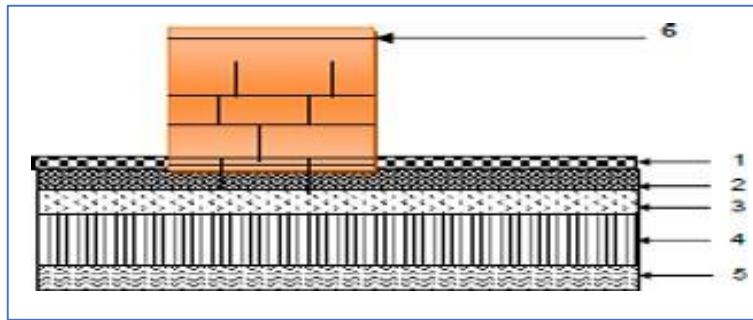


Figure II.5 : éléments constituant le plancher (étage courant)

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20	0,02	0,40
3) Couche de sable	18	0,2	0,54
4) Dalle en corps creux	14	0,03	2,8
5) Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
6) Cloisons de séparation interne	9	0,1	0,9
La charge permanente : G (KN/m²)			5,28

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

► Dalle pleine

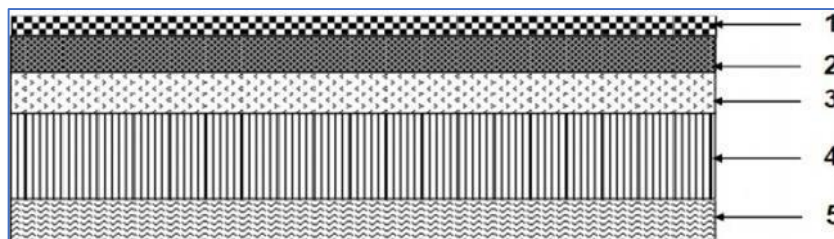


Figure II.6: éléments constituant la dalle pleine

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20	0,02	0,4
3) Couche de sable	18	0,03	0,54
4) Dalle pleine en béton	25	0,15	3,57
5) Enduit en mortier ciment	10	0,02	0,2
La charge permanente : G (KN/m²)			5,33

Tableau II.4: Caractéristiques des éléments en dalle pleine

► Maçonnerie

Mur extérieur :

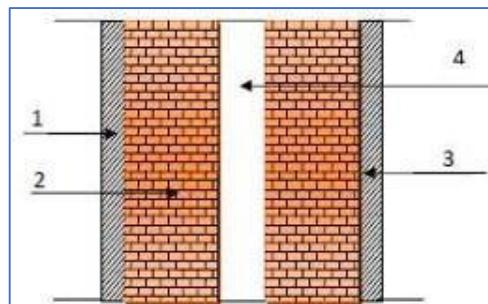


Figure 7 : coupe verticale d'un mur extérieur

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1) Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2) Brique creuse	9	0,10	0,90
3) lame d'air	0	0,05	0,00
4) Briques creuses	9	0,10	0,90
5) Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
La charge permanente : G (KN/m²)			2,36

Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Mur intérieur :

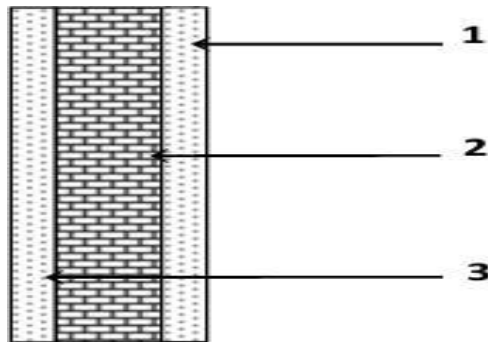


Figure II.8: coupe verticale d'un mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2) Briques creuses	0,10	09	0,9
3) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale Gt			1.3

Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur

► Dalle salle machine

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle pleine	0,15	25	3,75
La charge permanent uniformément répartie G (KN/m ²) =			3,75
La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m ²) =			3,75
La charge d'exploitation concentrique P(KN) :			P=90KN.
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8.			

Tableau II.7: Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.

b. Charge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Elément	Q (KN/m ²)
a) Plancher terrasse inaccessible.	1.00
b) Plancher terrasse accessible.	1.50
c) Planche d'étage attique (habitable)	1.50
d) Planche d'étage courant	1.50
e) balcon	3.50
f) Plancher d'étage de service	2.50
g) Plancher RDC (commerciale)	2.50
h) Acrotère	1.00

Tableau II.8: Charges d'exploitations des différents éléments.

II.5.3. Calcul de l'effort normal :

► **Poids propre des planchers :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } GP = 15,16 \times 5,46 = 82,77KN$$

$$\text{Plancher étage courant : } GPe = 5,28 \times 13,024 = 68,77KN$$

► **Poids propre des poutres :**

$$\text{Poutres principales : } PP = 0,3 \times 0,35 \times 4,1 \times 25 = 10,76KN$$

$$\text{Poutres secondaires : } PS = 0,25 \times 0,35 \times 4,1 \times 25 = 8,97KN$$

$$GT = 10,76 + 8,97 = 19,73KN$$

► **Poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteaux RDC : } GP = 0,3 \times 0,3 \times 4,07 \times 25 = 9,16KN$$

$$\text{Poteaux d'étage courant : } GPe = 0,3 \times 0,3 \times 2,71 \times 25 = 6,1KN$$

► **Les charges d'exploitations :**

$$\text{- Terrasse inaccessible : } Q0 = 15,16 \times 1 = 15,16KN$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- Plancher étage courant : $Q_1 = 13,024 \times 1,5 = 19,54 \text{ KN}$

-plancher étage service : $Q_2 = 13,024 \times 2,5 = 32,56 \text{ KN}$

-plancher RDC : $Q_3 = 13,024 \times 2,5 = 32,46 \text{ KN}$

► La loi de dégression des surcharges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 05. Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3 + n) / 2n \times \sum Q_i$$

$(3+n) / 2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Avec

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression
 { Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse
 n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Et : Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

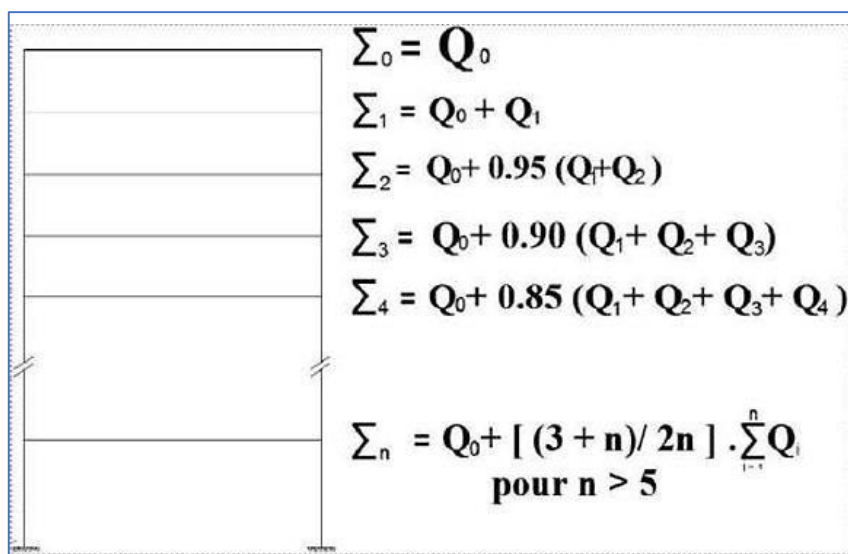


Figure 9 : loi de dégression des surcharges

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

► Calcul :

La terrasse : $Q_0=15,16\text{KN}$

6eme étage : $Q_0+Q_1 \Rightarrow Q_6=15,16+32,56 = 47,72\text{KN}$

5eme étage : $Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2) = 15,16+0,95(32,56+19,54) = 64,66\text{KN}$

4eme étage : $Q_0+ 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15,16+0,90(32,56+2(19,54)) = 76,64\text{KN}$

3eme étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15,16+0,85(32,56+3(19,54)) = 92,66\text{KN}$

2eme étage : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15,16+0,80(32,56+4(19,54))$
 $= 103,74\text{KN}$

1^{er} étage : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
 $\Rightarrow 15,16+0,75(32,56+5(19,54)) = 112,86\text{KN}$

RDC : $Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
 $\Rightarrow 15,16+0,70(32,56+5(19,54) +32,56) =129,134\text{KN}$

► Dimensionnement des poteaux

	Charge permanente KN					Charge Q		Effort normal Ns		Section cm ²
	Poids Plancher	Poids Poutre	P Poteau	G	G Cumulé	Q	Q Cumule	Ns= GC+pe	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
Terrace	82.77	21.27	5.99	110.03	110.03	15.16	15.16	125.19	83.46	30 × 30
6 ^{em}	68.77	21.27	5.99	96.03	206.06	19.54	34.7	240.16	160.51	30 × 30
5 ^{em}	68.77	21.27	5.99	96.03	302.09	19.54	54.24	237.55	237.55	30 × 30
4 ^{em}	68.77	21.27	5.99	96.03	398.12	19.54	73.78	471.9	314.6	30 × 30
3 ^{em}	68.77	21.27	5.99	96.03	494.15	19.54	93.32	587.47	391.65	30 × 30
2 ^{em}	68.77	21.27	5.99	96.03	590.18	19.54	112.86	703.04	468.69	30 × 30
1 ^{er} Service	68.77	21.27	5.99	96.03	686.2	32.56	145.42	831.62	554.41	30 × 30
RDC	68.77	21.27	9.05	99.59	785.8	32.56	177.89	963.69	642.41	30 × 30

Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charges

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.5.4. Vérification selon le RPA99 /version 2024 (Art7.4.1)

Selon Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2024 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone v doivent satisfaire les conditions suivantes :

Première condition : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$

Deuxième condition : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.

Troisième condition $1/4 < b/h < 4$

► Vérification :

$\text{min}(30 \times 30) = 30 \Rightarrow \text{condition vérifier}$

RDC : $\{\text{min}(30 \times 30) \geq \frac{442-35}{20} = 20,35\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$

$0,25 < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow \text{condition vérifier}$

$\text{min}(30 \times 30) = 30 \Rightarrow \text{condition vérifie}$

Etage courant : $\{\text{min}(30 \times 30) \geq \frac{406-35}{20} = 13,55\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$

$0,25 < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow \text{condition vérifier}$

II.5.5. Vérifications des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec : λ : l'élancement des poteaux.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

L : Longueur de flambement ($L = 0,7 L_0$ car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

L_0 : longueur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (b x h) tel que b=h.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$) tel que b=h.

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{lf}{\sqrt{I_{yy}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} = \frac{\sqrt{12}}{b} \times 0,7l_0 \Rightarrow \lambda = 0,7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b} \Rightarrow 2,42 \times \frac{l_0}{b}$$

► Poteau des étages courant :

$$L_0 = 306 \text{ cm} \Rightarrow 2,42 \times \frac{3,06}{0,3}$$

$$l_0 = 24,68 < 50$$

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

► Poteau du RDC :

$$L_0 = 442 \text{ cm} \Rightarrow 2,42 \times \frac{4,42}{0,3}$$

$$l_0 = 35,65 < 50$$

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + poutre palière, l'acrotère, les balcons, et la salle machine.

Les éléments non structuraux ne sont pas conçus pour supporter ou contreventer la structure, mais ils peuvent considérablement influencer le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles. Par conséquent, je devrai les évaluer séparément en fonction des charges qui leur sont appliquées.

Le calcul sera effectué selon les règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2024.

III. 1. Plancher corps Creux

III.1.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Assure la transmission des charges vers les poutrelles
- Elle donne au plancher sa rigidité
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{ pour les armatures perpendiculaires aux nervures}(A \perp) \\ 30 \text{ cm} : \text{ pour les armatures parallèles aux nervures}(A //) \end{cases}$$

A) Calcul des armatures

► Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \Rightarrow \text{pour } L' \leq 50 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times L'}{f_e} \Rightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$$

Dans notre cas on utilise :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L'}{f_e} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l' : \text{la distance entre axes des poutrelles; (cm)} = 65 \text{ cm} \\ F_e : \text{limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.} = 520 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

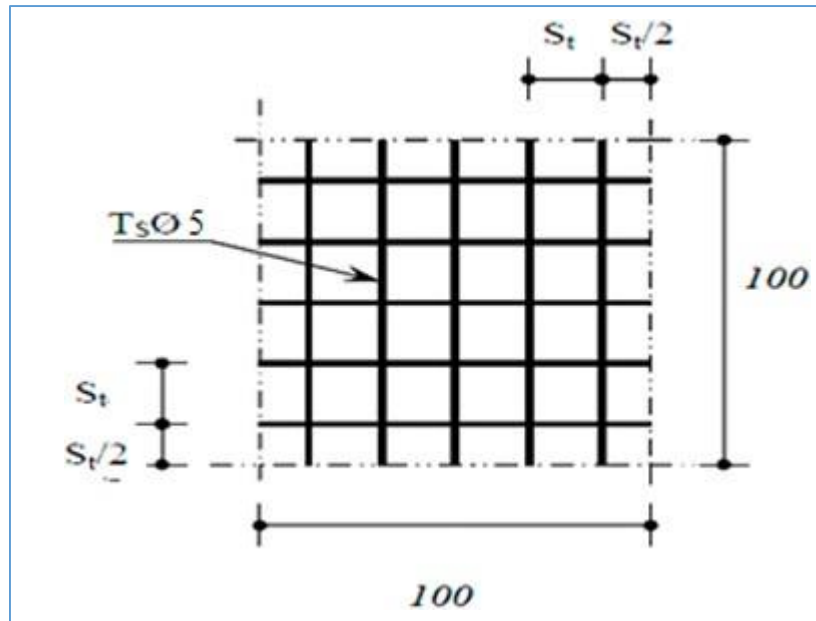


Figure III.1-1 Schéma du treillis soudé.

► Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc : On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre 5 de dimension (20×20) cm².

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.2. Calcul des poutrelles

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm

► Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, ou bien parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis (si les deux sens ont les mêmes dimensions)

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III.1.2.1. Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (**BAEL 91/Art B.6.1, 1**)

A-Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : 0.12x0.04x25 **0.12 kN /ml ;**
- Poids du corps creux : 0.65x0.95 **0.62 kN/ml ;**
- Surcharge due à l'ouvrier : **1.00 kN/ml.**

Le poids total est : $G1+G2+G3=0.74\text{Kn/m}$

Charge permanente : $G=0.74\text{ kN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q=1\text{ kN/ml}$.

B-Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable. En considérant la fissuration non préjudiciable ($l = 4.4\text{m}$).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.5 \text{ kN/m}$$

► Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.4}{8}$$

$$M_u = 6.05 \text{ KN.m}$$

► Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.4}{2}$$

$$T_u = 5.5 \text{ KN}$$

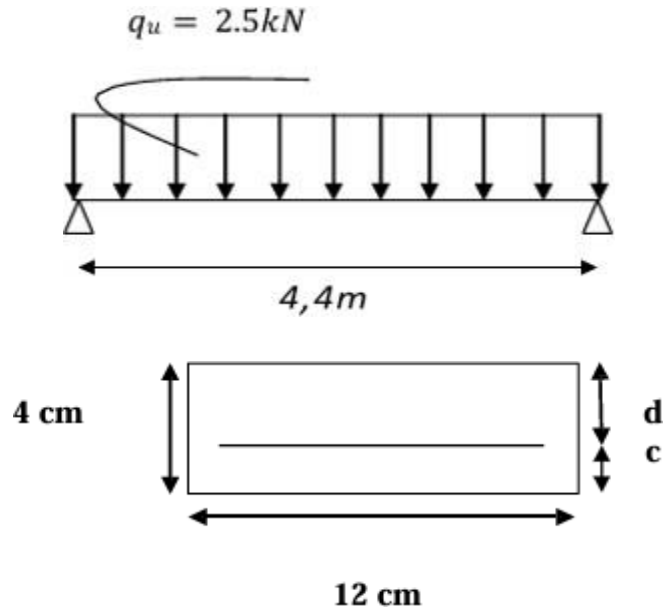


Figure III.1.-2 : Section de la poutrelle

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{1.5 \times \gamma_b}$$

$$u = \frac{M}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.05 \cdot 10^2}{14.2 \cdot 10^{-1} \cdot 12 \cdot 2^2} = 8.9 \Rightarrow 8.9 > u_l = 0.372 \text{ Donc (SDA)}$$

- La section est doublement armée « S.D.A ; $AC \neq 0$ ».

Conclusion :

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.2.2. Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités.

► Dimensionnement de la poutrelle :

L : distance entre axe des poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4,4 \text{ m}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$

H : hauteur totale de plancher $H = 20 \text{ cm}$

Les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10}, \frac{l}{2}, 8 \cdot h_0 \right\}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{440}{10}, \frac{53}{2}, 8 \cdot 4 \right\}$$

$$b_1 \leq 44; 26,5; 32\}$$

En prend : $b_1=26,5\text{cm}$

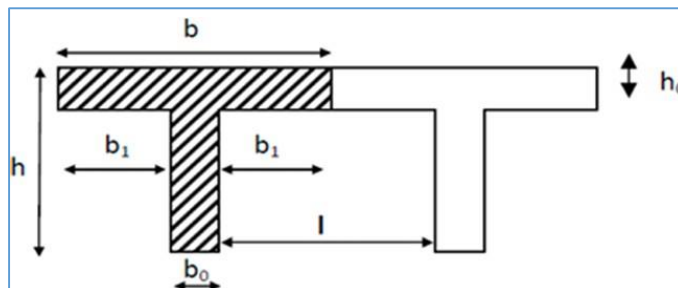


Figure III.1.3 : Construction de la section en T

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

L : La plus grande portée libre de la poutrelle ($L = 330\text{cm}$).

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($l = 65 - 12 = 53\text{cm}$)

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : nervure

► Calcul des charges et surcharges et leurs combinaisons :

• Plancher terrasse inaccessible :

⇒ Poids propre de plancher : $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549\text{kn/kl}$

⇒ Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{kn/ml}$

Combinaison :

ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,549) + (1,5 \times 0,65) = 5,77\text{ KN/ml}$

ELS : $qs = G + Q = 3,549 + 0,65 = 4,2\text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

⇒ Poids propre de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,43\text{KN /ml}$

⇒ Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{ KN/ml}$

Combinaison :

ELU : $qu = (1,35 \times 3,43) + (1,5 \times 0,975) = 6,1\text{ KN/ml}$

ELS : $qs = 3,43 + 0,975 = 4,41\text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Plancher étage de service et RDC :**

$$\Rightarrow \text{Poids de plancher : } G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Surcharges d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

Combinaison :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 \times 3,43) + (1,5 \times 1,625) = 7,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3,43 + 1,625 = 5,06 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Nous remarquons que le chargement plancher étage de service et RDC est le plus défavorable, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage des poutrelles.

A) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que ;

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/MH. : $Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$.

- **Plancher étage courant :**

$$Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1,625\text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 3,43 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{6,86 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/m}^2 \leq 6,86\text{KN/m}^2 . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

⇒ **Condition vérifiée.**

3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{400}{360} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq 1,11 \leq 1,25$$

⇒ **Condition vérifiée.**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. ⇒ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

B) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Présentation de la méthode :

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.

L : La longueur entre nus des appuis.

M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.2.3. Application de la méthode forfaitaire :

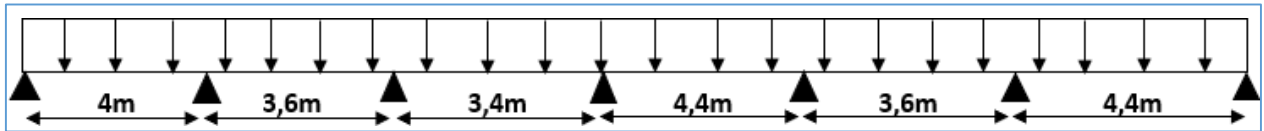
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{1,625}{1,625+3,43}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < 0,32 < \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

Nous avons à calculer 3 types de poutrelles :

A) 1^{er} type : La poutrelle à étudier comportant six travées :



Calcul des moments à l'ELU :

► Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{quL^2}{8} \text{ et } qu = 7,07 \text{ kN}$$

La travée	L(m)	Le moment isostatique M0 (kN.m)
1-2	4	14,14
2-3	3,6	11,45
3-4	3,4	10,22
4-5	4,4	17,11
5-6	3,6	11,45
6-7	4,4	17,11

Tableau III.1. : Tableau récapitulatif des moments isostatiques

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Calcul des moments sur appuis :

0.5 M0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M0 : Pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M0 : pour les appuis de rive semi encastres.

$$M_1 = 0,3 M_0 \text{ 1 - 2} = 0,3 \times 14,14 = 4,242 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \text{ Max } (M_0 \text{ 1 - 2 ; } M_0 \text{ 2 - 3}) = 0,5 \times 14,14 = 7,07 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \text{ Max } (M_0 \text{ 2 - 3 ; } M_0 \text{ 3 - 4}) = 0,4 \times 11,45 = 4,58 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \text{ Max } (M_0 \text{ 3 - 4 ; } M_0 \text{ 4 - 5}) = 0,4 \times 17,11 = 6,844 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \text{ Max } (M_0 \text{ 4 - 5 ; } M_0 \text{ 5 - 6}) = 0,4 \times 17,11 = 6,844 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \text{ Max } (M_0 \text{ 5 - 6 ; } M_0 \text{ 6 - 7}) = 0,5 \times 17,11 = 8,555 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \text{ Max } (M_0 \text{ 6 - 7 ; } M_0 \text{ 7 - 8}) = 0,3 \times 17,11 = 5,133 \text{ kN.m}$$

► Calcul des moments en travées :

$$1. \quad M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2. \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Travée intermédiaire}$$

$$3. \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Travée de rive}$$

► Tableau des coefficients des travées de rive : avec $\alpha = 0.326$

N° de la travée	M_0	$1+0.3\alpha$	$(1.2+0.3\alpha) / 2$	M_w	M_e	$(M_w + M_e) / 2$
A-B	14,14	1,096	0,648	4,242	7,07	5,656
F-G	17,11	1,096	0,648	8,555	5,133	6,844

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Les coefficients des travées intermédiaires :

N° de la travée	M0	1+0.3a	(1+0.3a)/2	Mw	Me	(Mw + Me)/2
B-C	11,45	1,096	0,548	7,07	4,58	5,825
C-D	10,22	1,096	0,548	4,58	6,844	5,712
D-E	17,11	1,096	0,548	6,844	6,844	6,844
E-F	11,45	1,096	0,548	6,844	5,133	5,988

► Moments des travées de rive

N° de la travée	Mt1	Mt2	Mt max
A-B	9,841	9,163	9,163
F-G	11,911	11,087	11,911

► Moments des travées intermédiaires

N° de la travée	Mt1	Mt2	Mt max
B-C	6,72	6,275	6,265
C-D	5,489	5,601	5,601
D-E	11,908	9,378	11,908
E-F	4,849	6,275	6,275

Tableau III.2 : Tableaux récapitulatifs des moments en travées

• Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

V_w et V_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$V_w = \pm \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; V_e = V_w - qu \cdot l \text{ avec } qu = 7,07 \text{ kN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Travée	L	M_i	M_{i+1}	V_w (kN)	V_e (kN)
A-B	4	4,242	7,07	14,847	-13,433
B-C	3,6	7,07	4,58	12,034	-13,418
C-D	3,4	4,58	6,844	12,68	-11,353
D-E	4,4	6,844	6,844	15,554	-15,554
E-F	3,6	6,844	8,555	12,251	-13,201
F-G	4,4	8,555	5,133	14,776	-16,332

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

► Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

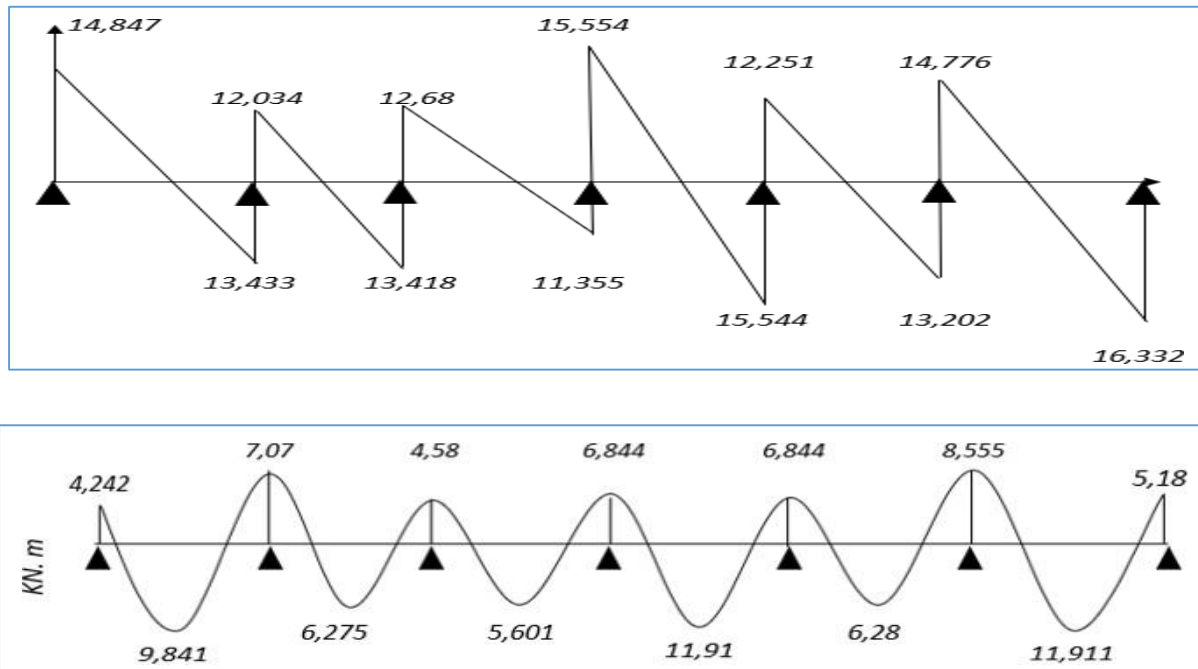


Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

Conclusion : Moment max en travée : $M_{t \max} = 11,911 \text{ KN.m}$

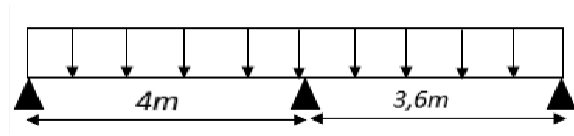
Moment max en appuis : $M_{a \max} = 8,555 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $T_{u \max} = 16,332 \text{ KN}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

B) 2ème type :

La poutrelle à étudier comportant deux travées :



On passe exactement sur les mêmes étapes que le premier type de travées :

► Calcul des moments à l'ELU

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{qu l^2}{8}$ et $qu = 7,07 \text{ kN}$

$$M_t \geq \max 1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Calcul des moments en travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

► Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

$$V_w = \pm \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; V_e = V_w - qu \cdot l \text{ avec } qu = 7,07 \text{ kN}$$

► Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

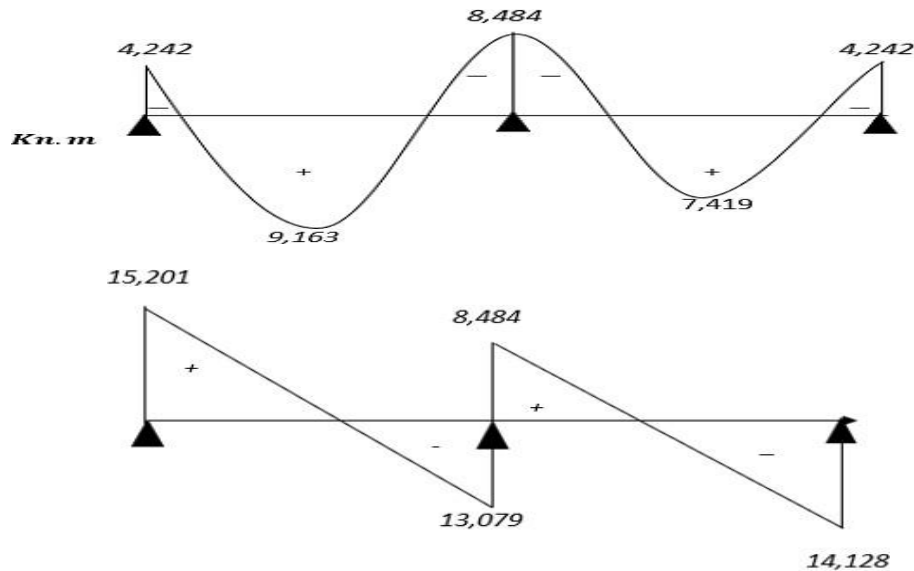


Figure III.1.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

- **En travée** : $M_t \max = 12,764 \text{ KN.m}$
- **Sur appui** : $M_a \max = 8,555 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section en T, en considérant les moments maximaux

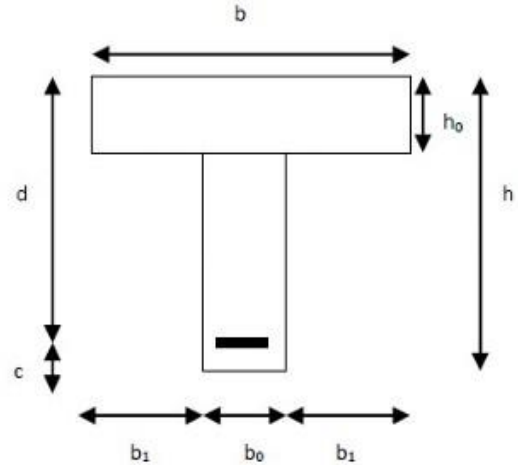
On a :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm};$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

Et

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}. \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$



► Armatures longitudinales :

- **En travées** :

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times 0,16 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t \max = 12,764 \text{ KN.m} < M_0$ alors ; L'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20)$

$$u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,764}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,043 < 0,372 \text{ alors SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$u = 0,021 \rightarrow \beta = 0,979$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,764 \times 10^2}{0,979 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 1,67 \text{ cm}^2$$

► **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1,13 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on choisit comme armatures : **$A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$**

► **Aux appuis**

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 103 \times 0,04 \times 0,65 \times 0,16 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_{a \max} = 8,555 \text{ KN.m} < M_0$ alors ; L'axe neutre est dans la table de compression

Conclusion

La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20)$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,555}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,154 < 0,372 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$u = 0,154 \rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,555 \times 10^2}{0,916 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

► **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc on choisit comme armatures : $Ast = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

► **Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91) :**

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{h_0}{10} \right\}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \emptyset t : \text{diamètre des armatures transversales} \\ \emptyset l : \text{diamètre des armatures longitudinales} \end{array} \right.$

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\emptyset t \leq \min\{0,57; 10; 1,2\} \Rightarrow 0,57\text{mm}$$

On choisit un cadre **2Ø8 avec $As = 2HA8 = 1,01\text{m}^2$**

► **Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)**

$$St \leq \min\{0,9d|40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min\{0,9 \times 18|40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min\{16,2|40\text{cm}\}$$

$$St = 15\text{cm}$$

On opte pour un espacement de : **St= 15cm**

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0.4 \text{ MPa} ; \frac{1,01 \times 500}{12 \times 15} = 2,8 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : **En travée : $3HA10 = 2,36\text{cm}^2$**

Aux appuis : $2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.01\text{cm}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.3. Vérification à l'ELU

► Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \text{ avec } T_{max} = 16,333 \text{ kn}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33; 5)$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{16,332 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,756 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,756 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91 modifiée 99)

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 25 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1,5 \text{ coefficient scellement HA} \\ \sum u_i: \text{ Somme des périmètres utiles des barres} \end{array} \right.$

• Aux appuis :

Le choix d'armatures aux appuis et données par : **2HA10**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,332 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,61 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = 1.61 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En travée :

Le choix d'armatures en travées et données par : **3HA10**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,332 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,07 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.07 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99)

Influence sur le béton :

$$V_{u \max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$V_{u \max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 129,6 \text{ Kn}$$

$$V_{u \max} = 13.665 \text{ kN} < V_{\max} = 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : Appuis de rive : (BAEL 91 / 99 Art : A.5.1.312)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{u \max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 16,332}{500 \times 10^{-1}} = 0,376 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,376 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) : (BAEL91-art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \{(0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPA}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$l_s = \frac{1,0 \times 500}{4 \times 2,835} = 44,1 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

► **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL91-art A.6.1.2.5.3)**

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adoptera } l_r = 20 \text{ cm}$$

III.1.4. Vérification à l'ELS

Rappel des efforts maximum obtenus à l'ELS :

$$\text{En travée : } M_{tmax} = 8,519 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{amax} = 46,558 \text{ kN.m}$$

$$\text{Efforts tranchants : } V_{max} = 11,689 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : ELS : } q_s = G + Q = 5,06 \text{ kN/ml}$$

A) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

B) Etat limite de compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL 91 R 99) :

► **En travée :**

Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \\ A_s = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{st} = \frac{M_{tmax}}{A_s \beta_{1,d}} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,0926$$

$$\text{Par interpolation : } \rho_1 = 1,0926 \Rightarrow K_1 = 19,747 \Rightarrow \beta_1 = 0,8561$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}}{A_s \beta_{1,d}} = \frac{8,519 \times 10^3}{2,36 \times 0,8561 \times 18} = 234,25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_{st} = 234,25 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 435 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{234,25}{19,747} = 11,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,86 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► **En appuis** :

Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \\ A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{st} = \frac{Ma_{max}}{A_s \cdot \beta_{1,d}} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \Rightarrow K_1 = 25,485 \Rightarrow \beta_1 = 0,8756$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma_{max}}{A_s \cdot \beta_{1,d}} = \frac{6,558 \times 10^3}{2,36 \times 0,8756 \times 18} = 264,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 264,76 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 435 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{264,76}{25,485} = 10,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,38 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► **Conclusion** : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

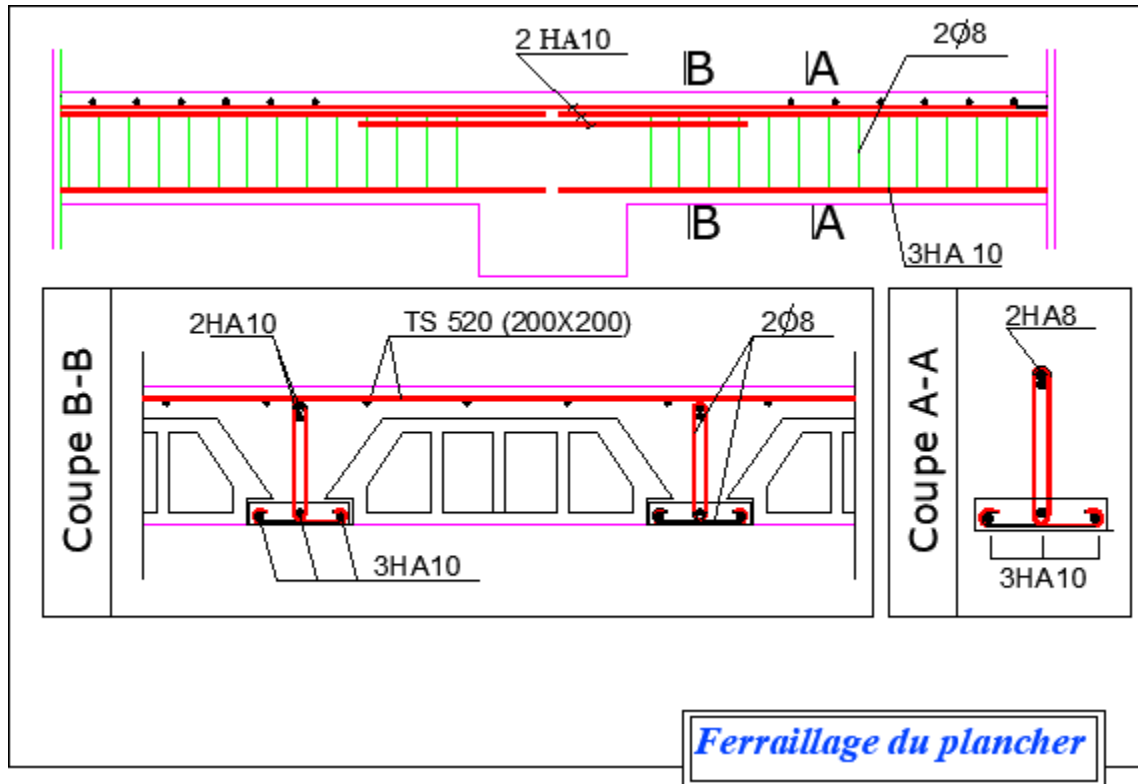


Figure III.1.6 : Ferrailage du plancher

III.2. Calcul des escaliers

Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Escalier étage courant a deux volées
- Escalier du RDC à trois volées

Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont représentées par la figure suivante :

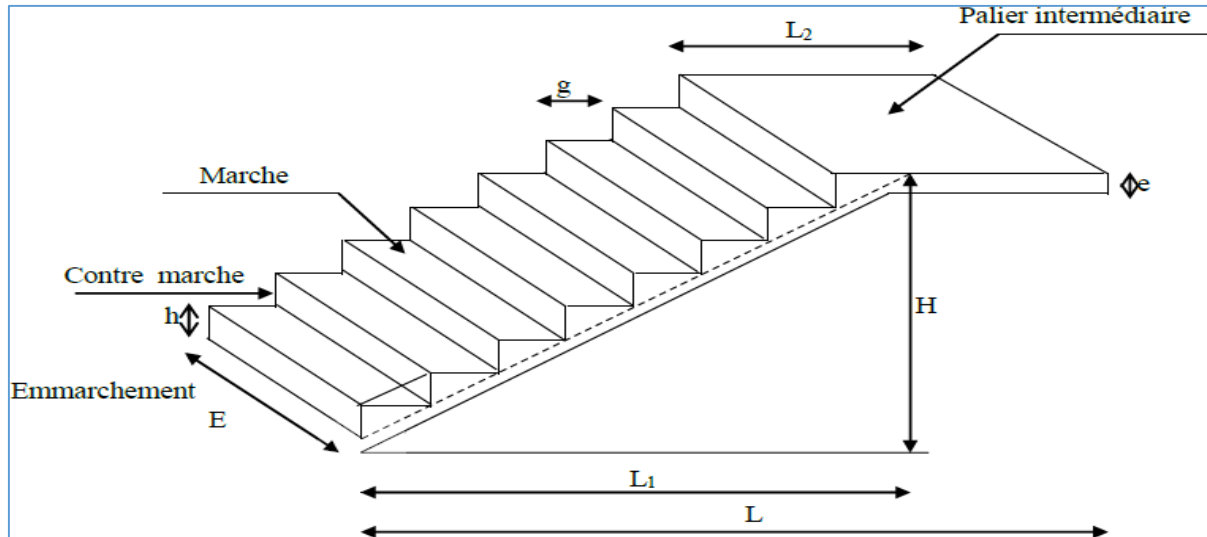


Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier.

h : La hauteur du contre marche

g : La largeur de la marche

n : nombre de contre marches

H : hauteur de la volée

m = n-1 : nombre de marches

L : longueur de volée

Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier. L'escalier menant du RDC au première étage comporte trois volets ne sont pas identiques et l'autre étage comporte deux volets identiques et un palier repos intermédiaire.

Comme nous avons deux hauteurs différentes (**4.42 m** pour le **RDC** ; **3.06 m** pour l'**étage courant**) ; on aura à calculer deux types de volées comme la méthode de calcul sera la même pour les deux cas ; on va se limiter au calcul du cas le plus défavorable, puis on généralise pour la volée restante.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.2.1. Prédimensionnement des escaliers

► Calcul du nombre de marches et contre marches

Avec une hauteur d'étage de $3.06m$, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

Hauteur de la marche : $4cm \leq h \leq 17cm$

On prend la hauteur des marches $h=17cm$

Nombre de contre marche « n »

$$\begin{cases} \text{volee 1: } \frac{h_1}{h} = \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches} \\ \text{volee 2: } \frac{h_2}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marches} \\ \text{volee 3: } \frac{h_3}{h} = \frac{187}{17} = 11 \text{ contre marches} \end{cases}$$

Nombre de marches « m » :

$$\begin{cases} \text{volee 1} = m = n - 1 = 11 \text{ marches} \\ \text{volee 2} = 3 - 1 = 2 \text{ marches} \\ \text{volee 3} = 11 - 1 = 10 \text{ marches} \end{cases}$$

► Le giron « g » : $28cm \leq g \leq 36cm$ et $g = \frac{L}{n-1}$

$$\begin{cases} \text{volee 1} = \frac{330}{12-1} = 30cm \\ \text{volee 2} = \frac{60}{3-1} = 30cm \quad ; \quad 28cm < g < 36cm \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{volee 3} = \frac{300}{11-1} = 30cm \end{cases}$$

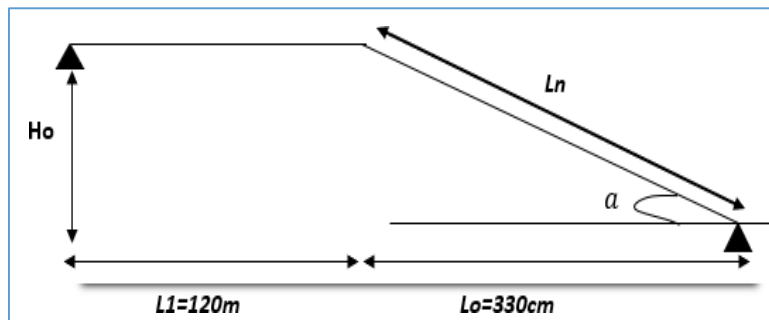


Figure III.2.2 : Schéma statique d'escalier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} Ho = h \times no = 17 \times 12 = 204cm \\ Lo = m \times g = 11 \times 30 = 330cm \end{cases}$$

► L'angle de paillasse :

$$\begin{aligned} \tan\alpha^{-1} &= \frac{Ho}{Lo} = \frac{204}{330} = 31.72^\circ \\ \cos\alpha &= \frac{Lo}{Ln} \Rightarrow Ln = \frac{Lo}{\cos\alpha} \\ \{ Ln &= \frac{330}{\cos(31.72)} = 388cm \end{aligned}$$

► Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow Lo = Ln + L1 = 3.88 + 1.2 = 5.08m \Rightarrow 0.17 \leq ep \leq 0.25$$

On opte pour une épaisseur de : $ep=20cm$

III.2.2. Détermination des charges et surcharges

Pour une construction à usage d'habitation et de service le (DTR C 2-2) détermine la surcharge d'exploitation des escaliers $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Puisqu'on travaille par des bondes de 1 ml, donc $Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

► Les charges permanente :

Charges permanente du palier :

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,44
Mortier depose	0,02	20	0,40
Couche desable	0,02	18	0,54
Dalle en beton	0,20	25	4,5
Enduit enciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G palier			6.24

Tableau III.2.1 : charges permanentes du palier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Charge permanente de la volée :

Designation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids des marches	0.17	25	$25 \cdot 0.17 / 2$ = 2.13
Poids de la paille	0.20	24	$\frac{25 \cdot 0.2}{\cos 31.72}$ = 5.88
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids du garde-corps	0.2		0.2
Charge permanente totale de la volée G volée			9,73

Tableau III.2.2 : Charge permanentes volée

III.2.3. Combinaison des charges :

► Palier :

$$\text{ELU} : q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.194 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{sp} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6.25 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.75 \text{ KN/ml}$$

► Volée :

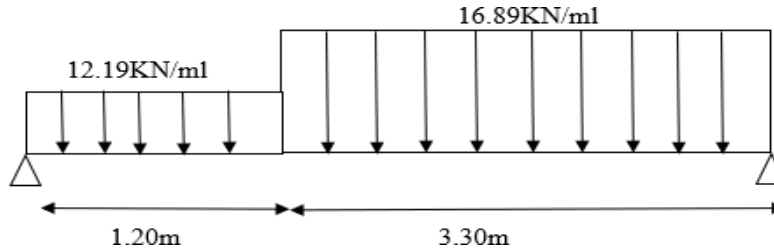
$$\text{ELU} : q_{uv} = (1.35 \times 9.73 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 16.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9.73 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.23 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.2.4. Calcul à l'ELU :

► Le schéma statique :



► Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (16.89 \times 3.3) + (12.19 \times 1.2) = 70.36 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 70.36 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(R_A \times 4.5) - (12.19 \times 1.2 \times 3.9) - (16.89 \times 3.3 \times 1.65)$$

$$R_A = 33.12 \text{ KN}$$

$$R_B = 70.36 - R_A = 37.24 \text{ KN}$$

► Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

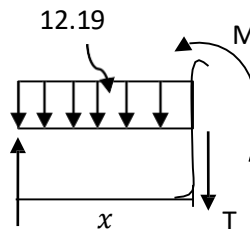
- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \quad T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -12.19 x + 33.12$$

$$\text{Pour : } x=0 \text{ m ; } T(0) = 33.12 \text{ KN}$$

$$x=1.2 \text{ m ; } T(1.2) = 18.5 \text{ KN}$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sum M = 0 \quad M(x) = RA \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 33.12 x - 12.19 \times \frac{x^2}{2}$$

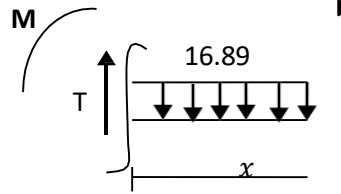
Pour : $x = 0m$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 1,2m ; M(1,2) = 30.97 \text{ KN.m}$$

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \quad T(x) = R_b - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -16.89x + 37.24$$



Pour : $x = 0m$; $T(0) = 37.24 \text{ KN}$

$$x = 3.3m ; T(3,3) = -18.5 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \quad M(x) = RB \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 37.24x - 16.89 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0m$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 3.3m ; M(3,3) = 30.97 \text{ KN.m}$$

► Calcul de la distance ym ou le moment est maximum :

Le moment sont égaux dans les deux travées

$$T(y) = -12.19 x + 33.12 \Rightarrow x = \frac{33.12}{12.19} = 2.72m$$

$$M(x) = RA \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 33.12 \times 2.72 - 12.19 \times \frac{2.72^2}{2} = 43.9 \text{ kn.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- ♦ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{Z_{max}} = -13,17 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ♦ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{Z_{max}} = 37,32 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

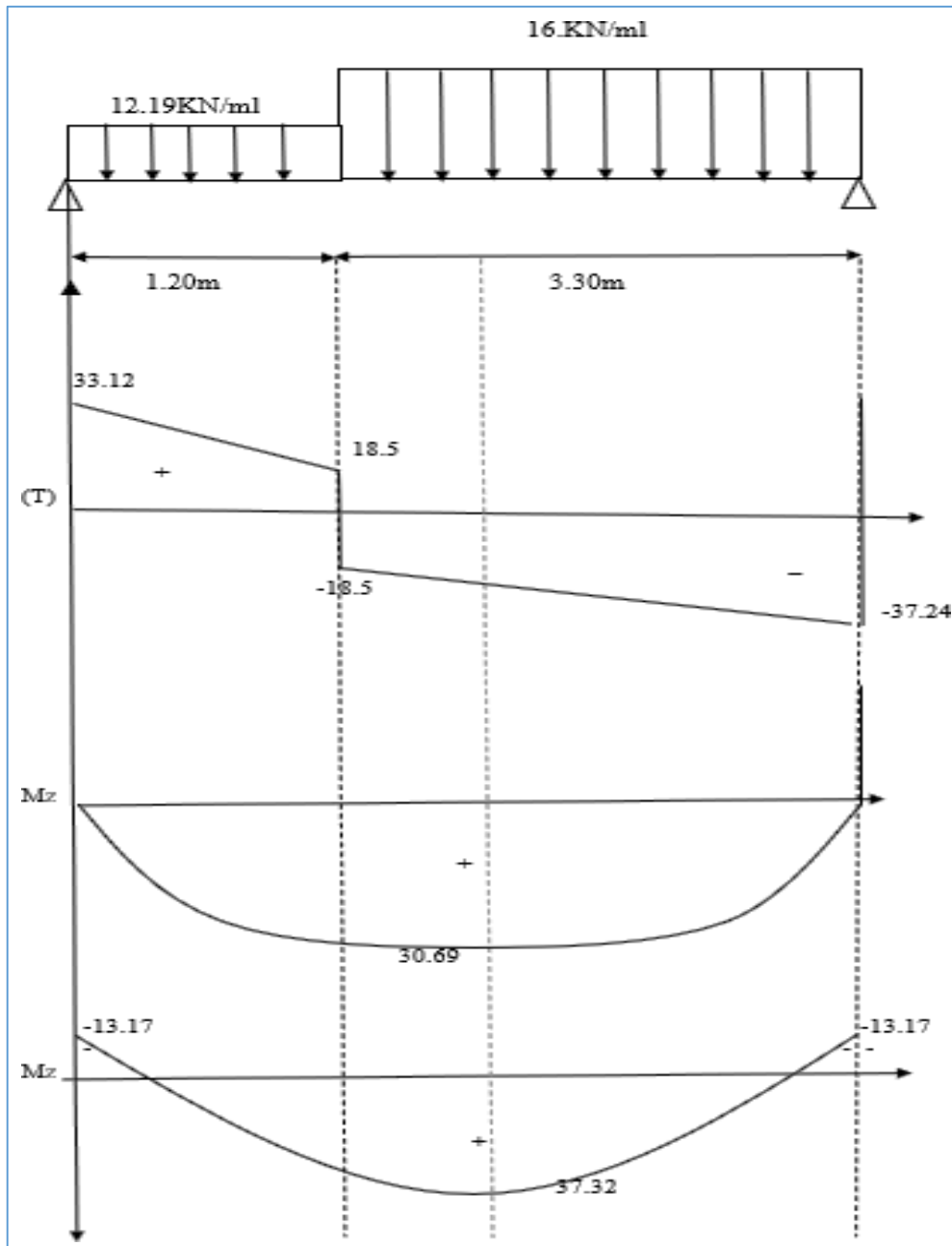


Figure III.2.3 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

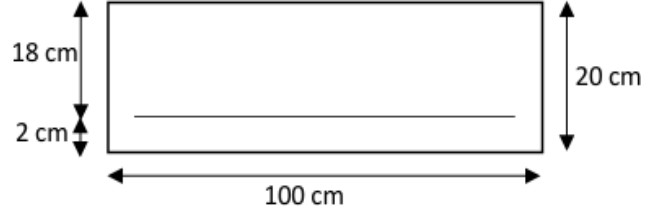
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de [1 ml], dont les caractéristiques géométriques suivantes : $h = 20 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$.

$$M_{za} = 13.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{zt} = 37.32 \text{ KN.m}$$



1- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{13.17 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 \Rightarrow \mu_b < \mu_l = 0.372$$

⇒ La section est simplement armée ; avec : $\beta = 0.986$

Armature longitudinale :

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.17 \times 10^3}{0.986 \times 180 \times 435} = 1.71 \text{ mm}^2$$

Soit : Adoptée = **4 HA 10** = 3.14 cm². Avec un espacement : **St = 25 cm**

Armatures de répartition (art A.8.2.41) BAEL :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Soit :}$$

$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : **St = 25 cm**

2- en travée :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{37.32 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.082 \Rightarrow \mu_b < \mu_l = 0.372$$

⇒ La section est simplement armée ; avec : $\beta = 0.957$

Armature longitudinale :

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37.32 \times 10^3}{0.957 \times 180 \times 435} = 4.98 \text{ mm}^2$$

Soit : Adoptée = **4 HA 14** = 6.16 cm². Avec un espacement : **St = 25 cm**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.4. Vérifications à l'ELU

► Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{500} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Armatures principales : $A_{r1} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures principales : $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

► Espacement des barres (BAEL 91/ 99 Art A.8.2,42) :

Armatures principales :

$$S_{t\max} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition :

$$S_{t\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

► Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99 Art A.51, 211) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{37.24 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0.207 \text{MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2 \times 25}{1,5}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{Mpa}}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.1.3) :**

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec : } a = 0,9d \text{ longueur d'appui } a \text{ considéré}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$35,68 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

► **Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.61.3) :**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

En travée

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,9 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{37,24 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 175,9} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,66 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{37,24 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,66} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

► **Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A.1.6.221) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{14 \times 500}{4 \times 2,84} = 61,62 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 61,62 \text{ cm}$

Le BAEL propose d'adopter le crochet normal à 180° (A.6.1,253) de longueur d'encombrement de l'ancrage $l_a = 0,4 \times l_s$ pour des aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 61,62 = 24,54 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $L_a = 25 \text{ cm.}$

III.2.5. Calcul à l'ELS :

► **Détermination des réactions d'appuis :**

Palier :

$$\text{ELU : } q_{up} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 6,25 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,194 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sp} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6,25 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,75 \text{ KN/ml}$$

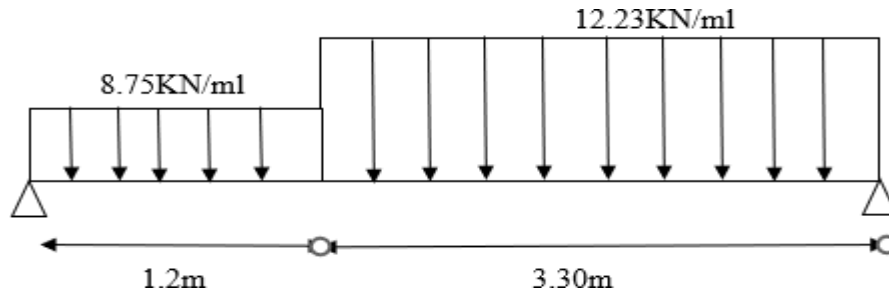
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Volée :

$$\text{ELU : } q_{uv} = (1,35 \times 9,73 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9,73 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,23 \text{ KN/ml}$$

► **Le schéma statique**



► **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (8,75 \times 1,2) + (12,23 \times 3,3) = 50,86 \text{ KN} \Rightarrow R_A + R_B = 50,86 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(R_A \times 4,5) - (8,75 \times 1,2 \times 3,9) - (12,23 \times 3,3 \times 1,65) \Rightarrow R_A = 23,90 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow R_B = 50,86 - R_A = 26,96 \text{ KN.m}$$

► **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

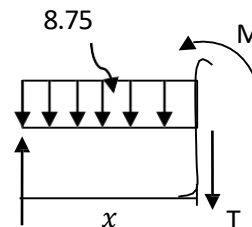
Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$**

$$\sum F/Y = 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -8,75x + 23,90$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = 23,90 \text{ KN}$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$x = 1.2\text{m} ; T_{(1,2)} = 13.4\text{kN}$$

$$\sum M = 0 \quad M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 23.9x - 8.75 \times \frac{x^2}{2}$$

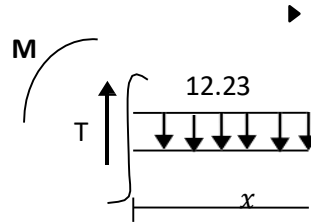
Pour : $x = 0\text{m} ; M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 1,2\text{m} ; M_{(1,2)} = 22.38 \text{ KN.m}$$

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \quad T(x) = R_b - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -12.23x + 26.96$$



Pour : $x = 0\text{m} ; T(0) = 26.96 \text{ KN}$

$$x = 3.3\text{m} ; T_{(3,3)} = -13.4\text{KN}$$

$$\sum M = 0 \quad M(x) = R_B \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 26.96x - 12.23 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0\text{m} ; M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$$x = 3.3\text{m} ; M_{(3,3)} = 22.38 \text{ KN.m}$$

► Calcul de la distance ym ou le moment est maximum :

Le moment sont égaux dans les deux travées

$$T(x) = R_b - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -12.23x + 26.96 \Rightarrow x = \frac{26.96}{12.23} = 2.2\text{m}$$

$$M(x) = 26.96x - 12.23 \times \frac{x^2}{2} = 29.72\text{kn.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{\max}} = -8.92 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{\max}} = 25.26 \text{ KN}$.

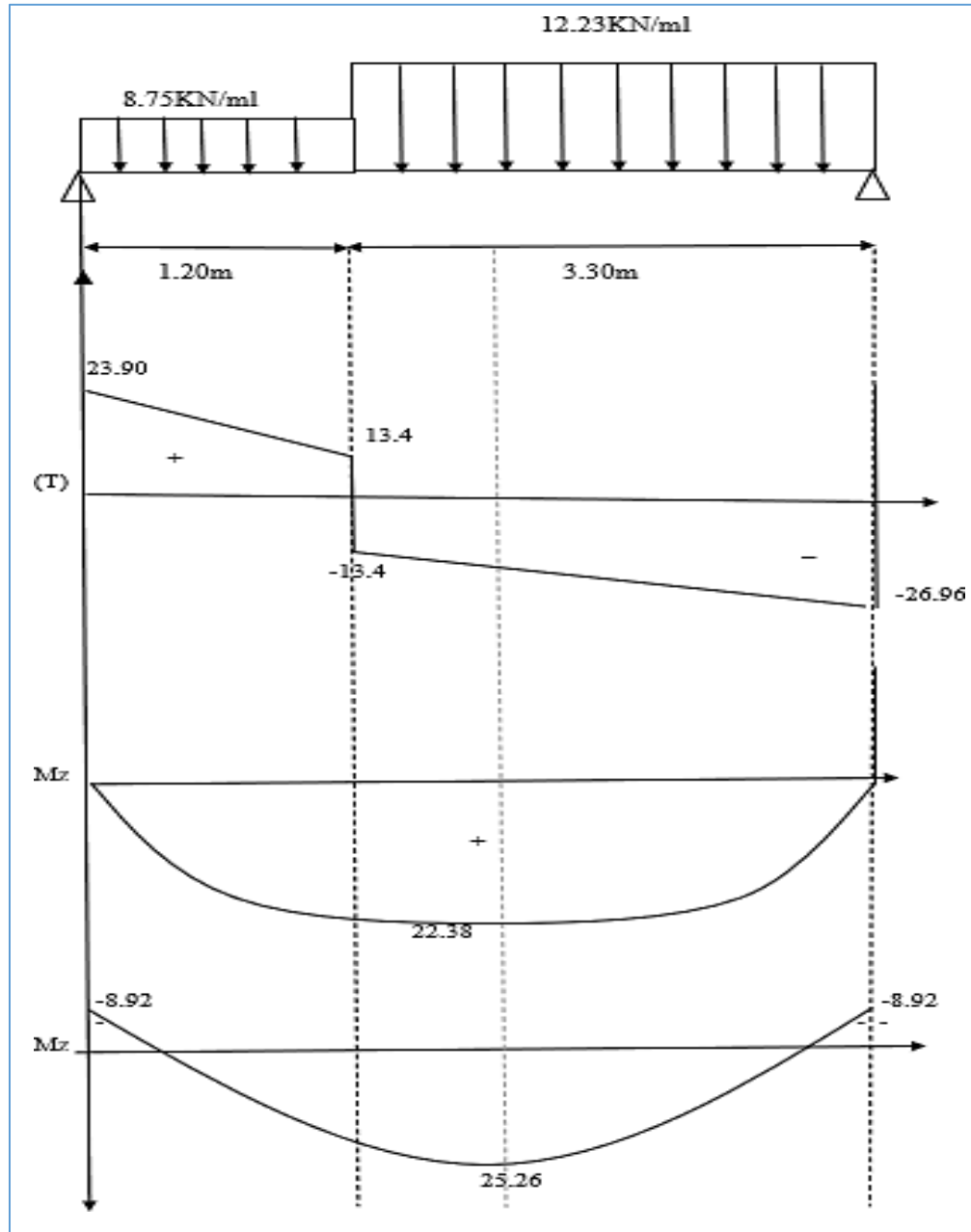


Figure 2.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU3

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.2.6. Vérification à l'ELS

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- L'état limite d'ouverture des fissurations (BAEL91/révisé 99 /A.4.5, 32) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

- L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

En travée (Mt = 25.26 KN.m) :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 18} = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,909 \quad \rightarrow \quad K_1 = 39,95$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_S = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{25,26 \times 10^3}{0,909 \times 18 \times 6,16} = 250,62 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{250,62}{39,95} = 6,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Aux appuis : Ma = --8.92 KN.m):

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,932 \quad \rightarrow \quad K_1 = 58,53$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_S = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8,92 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 169,33 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{169,33}{58,53} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art.B.6.3) :

La fissuration est peu préjudiciable car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment, donc aucune vérification à effectuer.

► Vérification de la flèche (BAEL99 Art.B.6.5 ,1) :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{20}{408} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifiée)}$$

La première vérification elle n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max}^4}{EVI} < f = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

$$\text{Alors : } q_{\max} = 12,23 \text{ KN/ml}$$

$$L = 450 \text{ cm}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_2 - C)^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$V1 = \frac{S/xx}{B0} \quad V2 = h - V1$$

S/xx: Moment statique

$$S/xx = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times At \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,16 \times 18$$

$$S/xx = 21663,2 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15At = (100 \times 20) + (15 \times 6,16) = 2092,4 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{21663,2}{2092,4} = 10,35 \text{ cm}$$

$$V2 = 20 - 10,35 = 9,65 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (10,35^3 + 9,65^3) + 15 \times 6,16 \times (9,65 - 2)^2 = 72266,48 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ f = \frac{5}{384} \frac{16,23 \times (450^4)}{10818,865 \times 10^3 \times 72266,48} = \mathbf{0,011 \text{ cm}} \right.$$

$$f = \frac{450}{500} = \mathbf{0,9 \text{ cm}} \rightarrow f = 0,011 \text{ cm} < f = 0,9 \text{ m} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

► **Conclusion :**

Appuis : $\begin{cases} 4HA10: \text{armature longitudinale} \\ 4Ha8: \text{armature transversale} \end{cases}$

Travée : $\begin{cases} 4HA14: \text{armature longitudinale} \\ 4HA8: \text{armature transversales} \end{cases}$

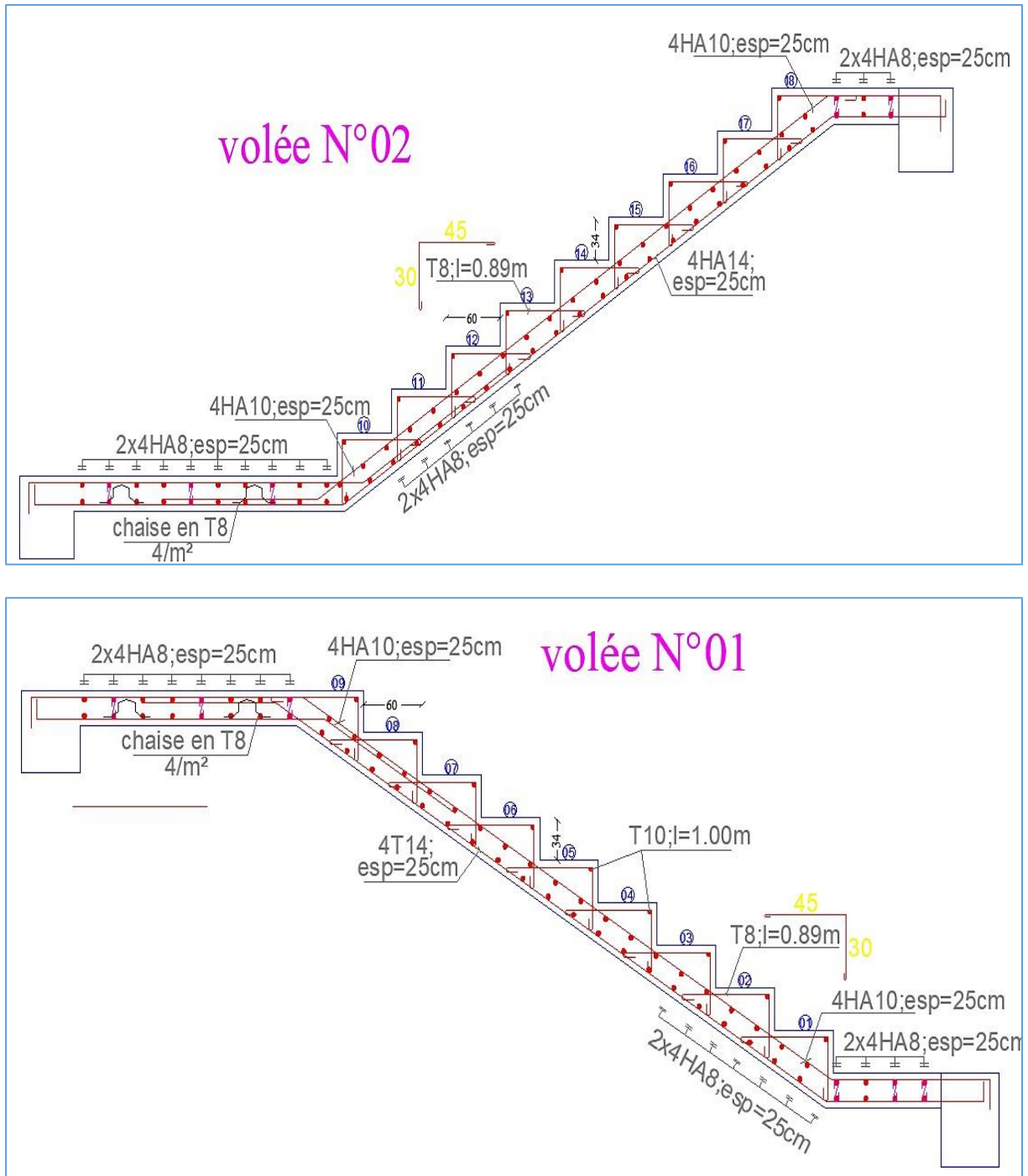


Figure III.2.5 : Ferrailage de l'escalier

III.3. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une structure de forme rectangulaire définie par ses dimensions (b x h). Elle est positionnée au niveau du palier intermédiaire, habituellement à mi- étage, et supporte son propre poids ainsi que la réaction provenant des escaliers. Cette poutre est solidement encastree aux deux extrémités dans les poteaux qui la soutiennent

III.3.1. Prédimensionnement de la poutre palière

Du chapitre II on a :

- Hauteur = 30 cm
- Largeur = 25 cm

III.3.2. Calcul des charge et surcharge revenant à la poutre palière

Poids propre de la poutre :

$$G^1 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{KN/ml}$$

Poids propre du mur extérieur :

$$G^2 = (3.06 - 0.3) \times 2.36 = 6.51 \text{KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN /ml}$$

L'effort tranchant à l'appui A

$$\text{ELU : } T_u = R_A = 37.25 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } T_s = R_a = 26.96 \text{ kN/ml}$$

Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = 1.35(6.51+1.88) + 37.25 = 48.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + T_u = (1.88 + 6.51) + 26.96 = 35.35 \text{ kN/ml}$$

III.3.3. Calcul des efforts internes à l'ELU

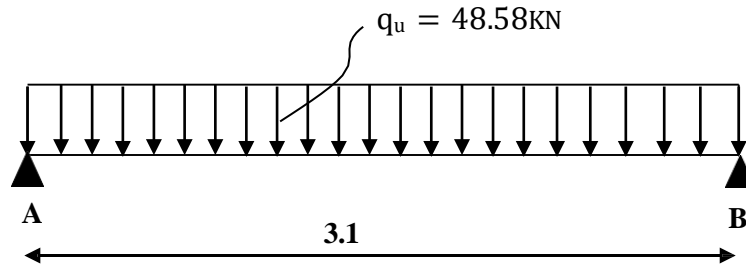


Figure III.3.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis : $R_A = \frac{q_u \times l}{2}$
 $R_A = \frac{48.58 \times 3.1}{2} = 75.29 \text{ KN}$
 $R_A = R_B = 75.29 \text{ KN}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{48.58 \times 3.1^2}{8} = 58.36 \text{ KN.m}$
- Moment corrigé (pour tenir du semi encastrement)

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 58.36 = 49.61 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 58.36 = -17.51 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : $T_{max} = 75.29 \text{ KN}$

► Diagramme des efforts interne

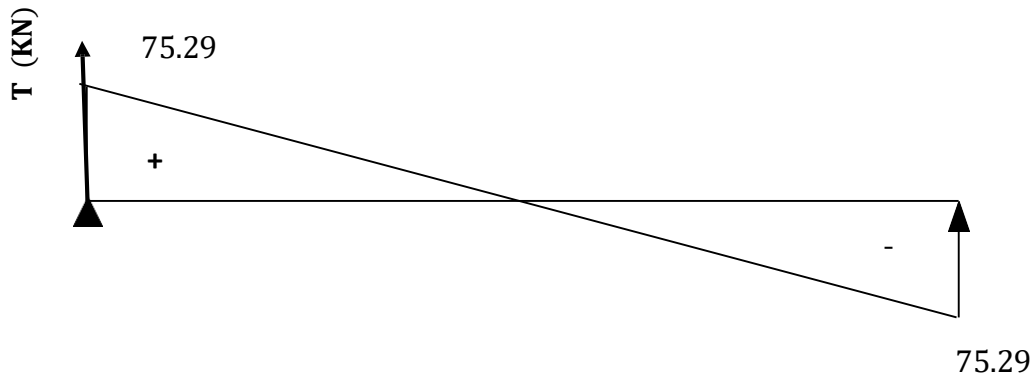


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

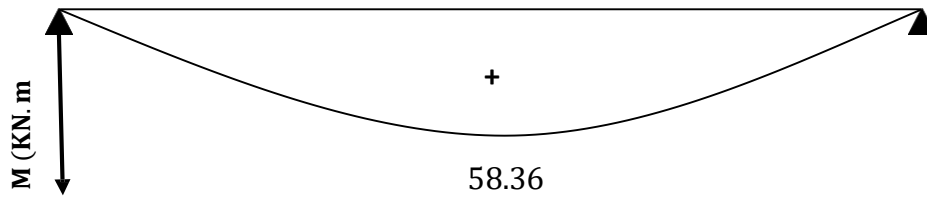


Figure III.3.3 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

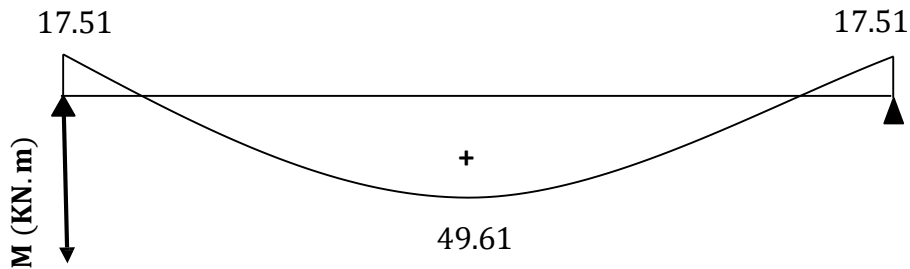


Figure III.3.4 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

III.3.4. Ferrailage à l'ELU

► En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec: $M_t = 49.61 \text{ KN.m}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{49.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.178$$

$\mu = 0.178 < \mu_l = 0.732 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.178 \rightarrow \beta = 0.901$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_t = \frac{49.61 \times 10^3}{0.901 \times 28 \times 434.78} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

► Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bw}}$$

Avec: $M_a = 17.51 \text{ KN.m}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{17.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.272 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.064 \rightarrow \beta = 0.967$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{17.51 \times 10^3}{0.967 \times 28 \times 434.78} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.3.5. Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{500} = 0.68 \text{ cm}^2$$

► **En travée**

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

► **Aux appuis**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 75.29 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{75.29 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{w28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2T_{\max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{w28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_{\max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 75.29 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 2.39 \text{ MPa} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

D) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.09 \text{ mm,}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{75.29 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.09} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

E) Calcul des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversal.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1; \frac{25}{10} \right\} = \min \{ 0.85; 1; 2.5 \} = 0.85 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

F) Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.84} = 44.01 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 44.01 = 17.6 \text{ cm}$$

On prend : $L_c = 18 \text{ cm}$

III.3.6. Calcul à l'ELS

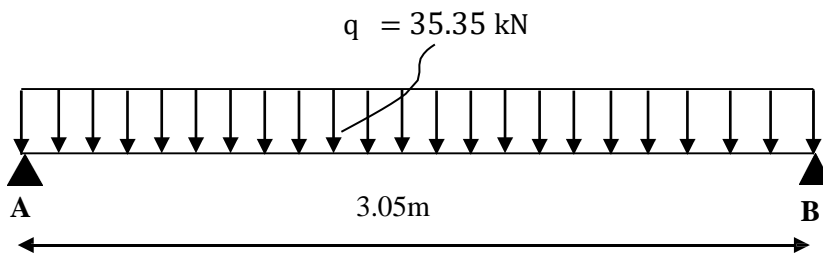


Figure III.3.5 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{35.35 \times 3.1}{2} = 37.12 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{35.35 \times 3.1^2}{8} = 42.46 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 42.46 = 36.09 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 42.46 = -12.74 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 37.12 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

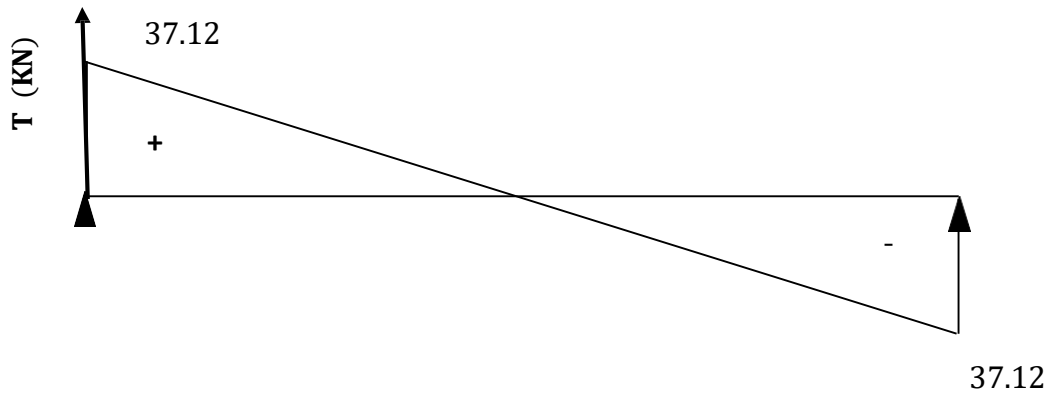


Figure III.3.6: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

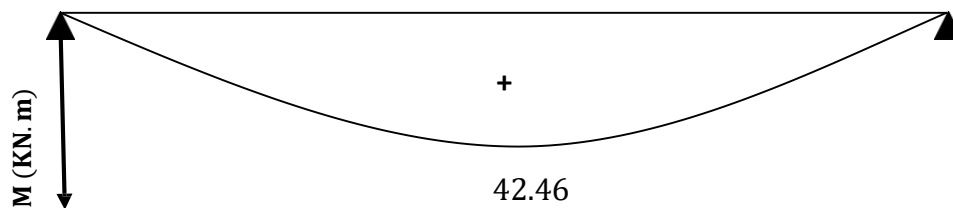


Figure III.3.7 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

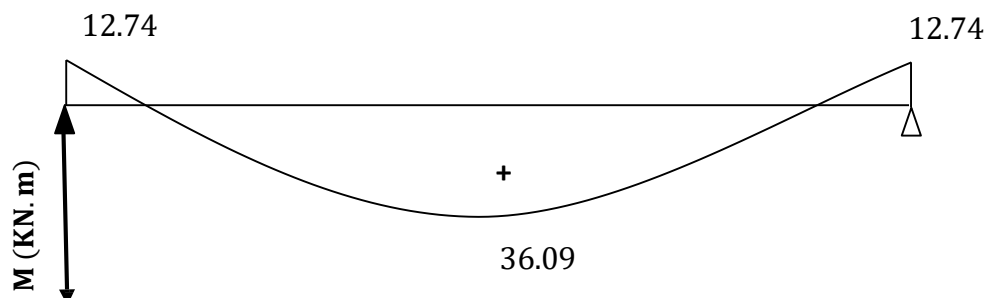


Figure III.3.8 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.3.7. Vérification a l'ELS

A) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

B) Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

► En travée :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{25 \times 28} = 0.88$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.88 \rightarrow K = 22.59 ; \beta = 0.867$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{36.09 \times 10^3}{0.867 \times 28 \times 6.16} = 241.34 \text{ MPa} \\ \sigma &= \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241.34}{22.59} = 10.68 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_b = 10.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.34 \rightarrow K = 32.62 ; \beta = 0.895$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{12.74 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 149.96 \text{ MPa}$$
$$\sigma = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{149.96}{32.62} = 4.59 \text{ MPa}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 4.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL91 modifiée 99)

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale. (h = 30 cm)

l : porté entre nue d'appuis. (l = 310 cm)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A_t : section des armatures.

b : largeur de la poutre.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.097 > \frac{36.09}{10 \times 42.46} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.006 < \frac{4.2}{500} = 0.008 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la poutre palière est le suivant :

En travée : $A_t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

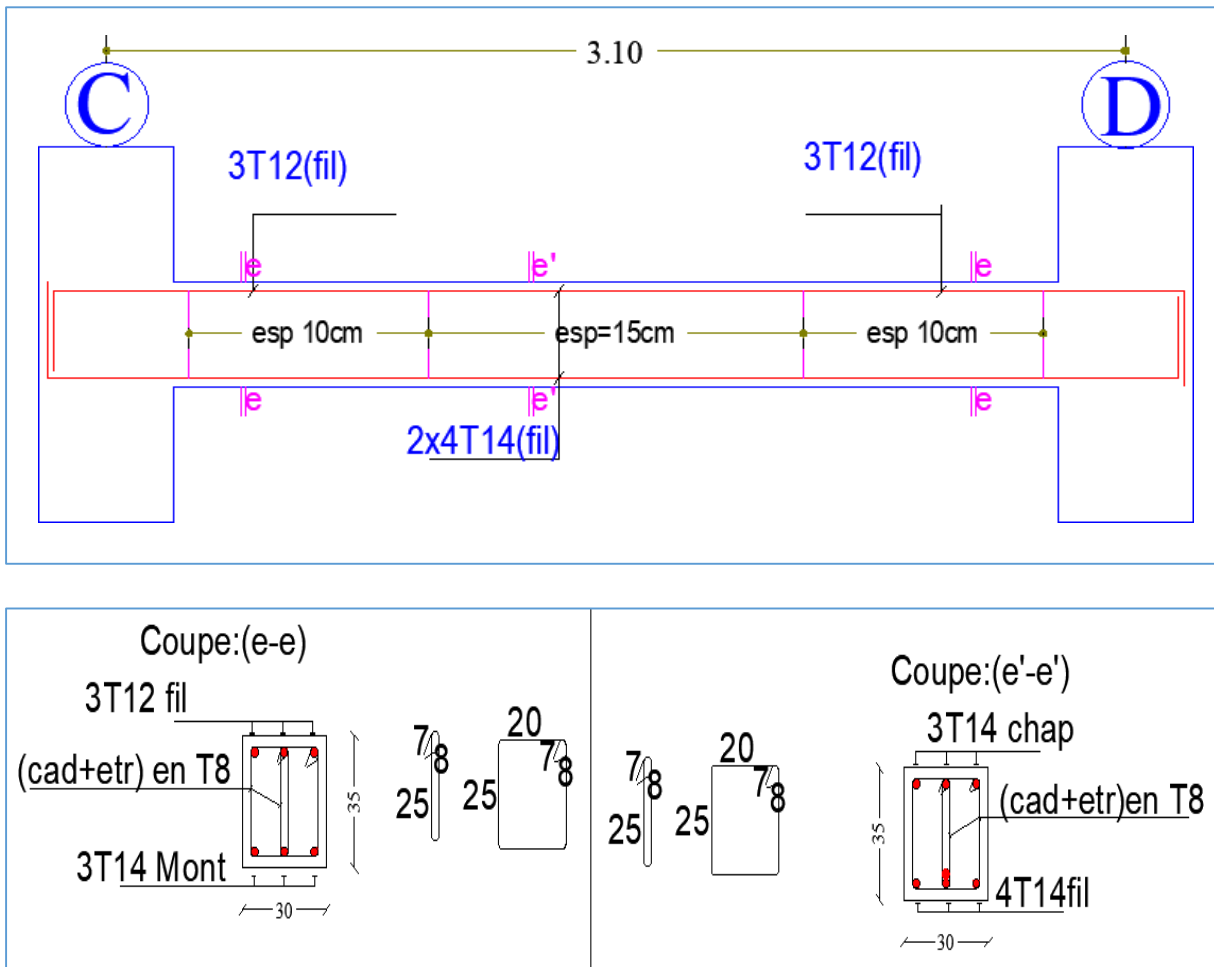


Figure III.3.9 : Ferrailage de la poutre palière

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III. 4. Calcul des portes à faux

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine) Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

III.4.1. Dimensionnement

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15 cm**

III.4.2. Détermination des charges :

Charges permanentes :

► Pour dalle pleine :

G₁ = 5.33 KN/m² (A été déterminé dans le **chapitre II**)

Poids propre du garde-corps :

Désignation	Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
MUR EN BRIQUES CREUSES	0.1	9	0.9
ENDUIT EN MORTIER DE CIMENT	0.02 × 2	18	0.72
			G₂ = 1.62

Tableau III.4.1 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine

GT = 6.95KN/m²

Charges d'exploitation :

Pour dalle pleine : **Q₁ = 3.5 KN/ml**

Pour garde corp : **Q₂ = 1 KN/ml**

QT= 4.5 KN/ml

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.95) + (1.5 \times 4.5) \Rightarrow q_u = 16.13 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 6.94 + 4.5 \Rightarrow q_s = 11.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{340} = 0.4$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau

$\alpha=0.4 \leq 0.4$ Donc selon art A.8.2BAEL91/99 La dalle travaille dans un seul sens

L'épaisseur minimal d'une dalle pleine en porte a faux selon RPA2024 est de 12 cm donc on opte pour une épaisseur de 15cm

► Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ kN/ml}$ ($G = 5.33 \text{ kN/m}^2$ dans le chapitre II).

Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN/ml}$.

Surcharges d'exploitations :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN /ml}$. (DTR B.C.2.2)

► Combinaisons de charges :

A l'ELU :

. Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/ml}$.

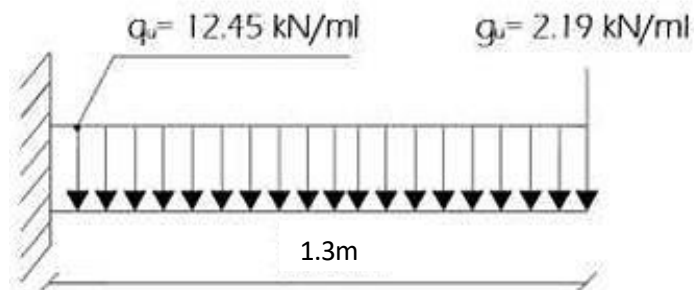
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

A L`ELS :

. Charge uniforme : $qs = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $gs = g = 1.62 \text{ kN/ml}$.

III.4.3. Calcul à l'ELU



Calcul du moment fléchissant :

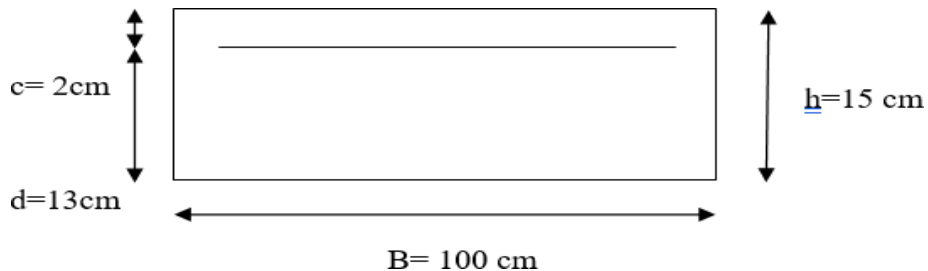
$$Mu = \frac{qu.l^2}{2} + gu.l = \frac{12,45 \times 1,3^2}{2} + 2,19 \times 1,3 = 13,37 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$Tu = (qu.l) + gu = 12,45 \times 1,3 + 2,19 = 18,38 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. La section de la console est comme suit :



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{13,37 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,065 < \mu_1 = 0,372 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

A partir des abaques on obtient pour $\mu = 0$: $\beta = 0,966$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,37 \times 10^3}{0,966 \times 13 \times 434,78} = 2,65 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5HA 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

► Les armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 99 [3], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4. Vérifications à l'ELU

A) Conditions de non fragilité (BAEL91 modifié 99 / Art A.4.2.1) :

On doit vérifier que $A > A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{500} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$A = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16$ (Condition vérifiée)

B) Vérification de la condition d'adhérence (/BAEL91 modifié 99/ Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\Sigma u_i = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18,38 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,084 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification au cisaillement (BAEL91 modifié 99/A.5.1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{18,38 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

D) Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. (Condition vérifiée)

Armatures secondaires : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. (Condition vérifiée)

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis art 4.2.1 / BAEL

$$\bar{T}_u = 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d \times \gamma_s = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,12 \times 1,15 = 939,13 \text{ KN}$$

$$\Psi_u = 18,38 \text{ KN} \leq 939,13 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

F) Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/art 6.1.23) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite

$$l_s \text{ est égale à : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s e}$$

$$\tau_s e = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,84} = 44 \text{ cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

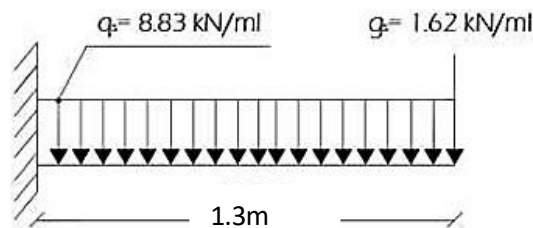
$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

on opte pour $L_c = 18 \text{ cm}$

III.4.5. Calcul à l'ELS

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5,33 + 3,5 = 8,83 \text{ kN/ml}$.

Charge concentrée : $g_s = g = 1,62 \text{ kN/ml}$.



Calcul du moment fléchissant : $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \cdot l = \frac{8,83 l^2}{2} + 1,62 \times 1,3 = 9,57 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant : $T_s = (q_s \cdot l) + g_s = 8,83 \times 1,3 + 1,62 = 13,1 \text{ KN}$

III.4.6. Vérifications à l'ELS

A) Contrainte de compression dans le béton : Art .A.4.5.2/ BAEL

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{9,57 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 3,93} = 223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{223}{40,56} = 5,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,5 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

B) Vérification de l'état limite de déformation : Art. B.6.5.1/BAEL

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{9,57}{10 \times 9,57} = 0,1. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,0084. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

Conclusion : Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 5HA 10 (St= 20 cm).
- Armatures de répartition : 4 HA 8 (St= 25 cm)

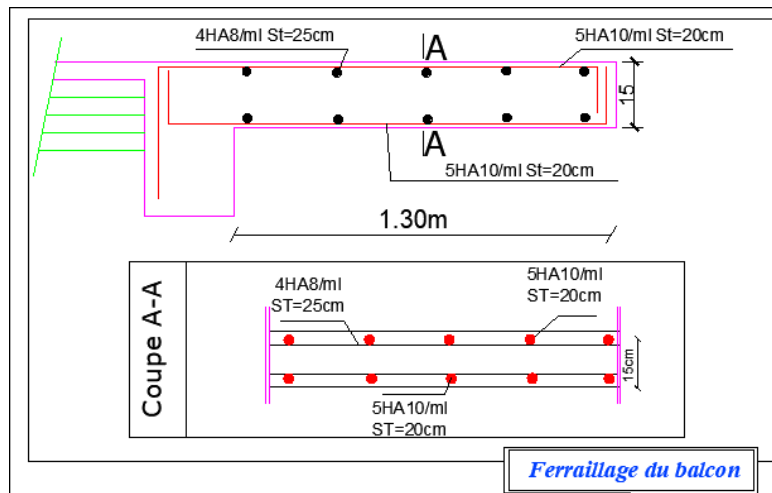


Figure III.4.1 : Ferrailage du porte-à-faux

III.5. Étude de la salle machine

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu.

La surface de sa cabine est ($1.55 \times 1.5 = 2.34 \text{m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 9 tonnes ($p=90 \text{ KN}$).

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à **1 KN/m²**.

- **Épaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{340}{30} = 11.33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA2024), on prend une **épaisseur $ep = 15 \text{cm}$** .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD », qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

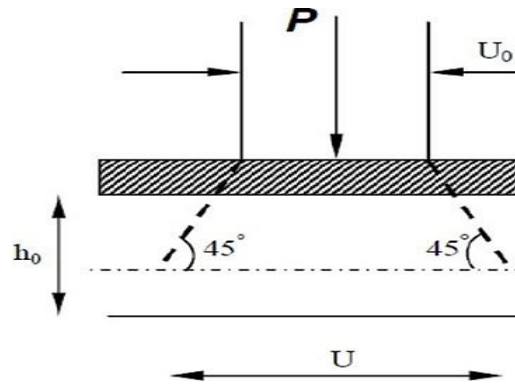


Figure III.5.1 : Schéma de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

III.5.1. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

Les moments dus au système de M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

v: coefficient de poisson

M₁ et *M₂*: coefficient déterminés à partir des abaques de PIGEAUD.

Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{3.4} = 1 \text{ le panneau travaille dans les 2 sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{340} = 0.3$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{340} = 0.3$$

► **L'ELU :**

$$V = 0$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.129 = 15.67 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.129 = 15.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Où : } M_1 = 0.129 \quad M_2 = 0.129 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

III.5.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 1.20 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.564 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.543 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.543 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = \mathbf{16.213 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = \mathbf{16.213 \text{ KN.m}}$$

III.5.3. Ferrailage

Correction des moments : Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

► Sens x-x :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_x = \mathbf{13.78 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.06 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.78 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 435} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 4.86 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{4.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.990 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4.86 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 435} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²

► Sens y-y :

En travée : $M_t = 0.85M_y = 13.78 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.06 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13.78 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 435} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²

En appuis : $M_a = 0.3M_y = 4.86 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{4.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.990 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4.86 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 435} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²

III.5.4. Vérification à l'ELU

► Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.0006$ pour les HA500)

A_{min} : section minimale d'armature.

$b \times h$: Section totale du béton

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

En travée :

$$A_{min} = 0.0006 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 0.0006 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

► **Vérification des espacements des barres : (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 4-2)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm :

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : Condition vérifiée dans les deux sens.

► **Vérification au poinçonnement (art A.5.2.42) :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'ELU

μ_c : périmètre du contour $\Rightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$

h : épaisseur de la dalle

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml} < 472.5 \text{ KN} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

► **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2)**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ Donc :

Au milieu de U on a :

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \Rightarrow V_u = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} \right\} = 1.16 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Diamètre minimal des barres :

$$\text{On doit vérifier que : } \varnothing_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\varnothing_{max} = 8 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.5.5. Vérifications à L'ELS

$$v = 0.2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0.129 + 0.2 \times 0.129) = 13.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 13.93 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 3.40 \text{ m}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 2.02 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.95 \text{ KN.m}$$

► Sens x-x :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_x = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.3M_x = 4.79 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Sens y-y :

En travée : $M_t = 0.85M_y = 13.56 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3M_y = 4.79 \text{ KN.m}$

► Vérification de la résistance du béton à la compression (artB.7.5 BAEL)

En travée : $M_t = 13.56 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \rightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{13.56 \times 1000}{3.14 \times 0.921 \times 13} = 360.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{360.68}{49.29} = 7.31 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 49.29$$

$$\bar{\sigma}_{bc} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_t = 4.79 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{4.79 \times 1000}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 196.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{196.05}{61.92} = 3.17 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 61.92$$

$$\bar{\sigma}_{bc} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

► Etat Limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)

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

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0} \right) \Rightarrow 0.1 \geq 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.002 < 0.004 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

Conclusion :

Sens x-x { *travée*: 4HA10
appuis: 4HA8

Sens y-y : { *travée*: 4HA10
Appuis: 4HA8

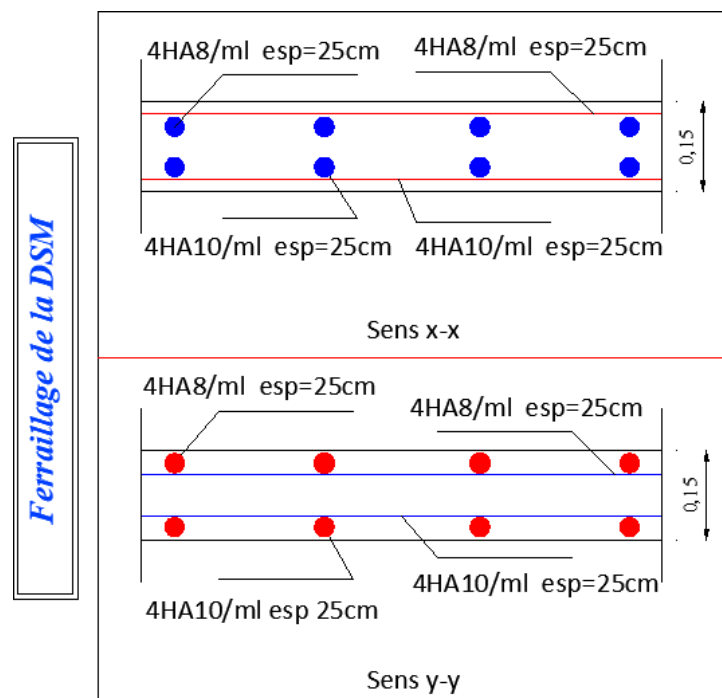


Figure III.5.2 : Ferrailage de la dalle salle machine

III.6. Calcul de l'Acrotère

L'acrotère, dans le contexte de la construction, désigne une structure ou un élément architectural qui dépasse le bord du toit plat d'un bâtiment. Son rôle principal va au-delà de l'esthétique, car il contribue à l'étanchéité et à l'isolation du toit plat en empêchant l'infiltration d'eau tout en prolongeant la durée de vie du revêtement extérieur du bâtiment.

III.6.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.6.2. Dimensionnement

La surface = 0.0685 m².

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,04 \times 0,07) + \left(\frac{0,07 \times 0,07}{2}\right) = 0,06525 \text{ m}^2.$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,06525 = 1,63 \text{ KN/ml}.$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

III.6.3. Calcul des efforts internes

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminée dans le chapitre précédent égale à : $G=1,63 \text{ kN/ml}$; $Q=1 \text{ kN/ml}$.

Calcul des sollicitations :

– Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,60 \times 1 \text{ ml} = 0,60 \text{ kN.m}$$

– Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1\text{ml} = 1,63 \text{ kN}$

III.6.4. Combinaison des charges

A l'ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q$.

- L'effort normal : $Nu = 1,35.G = 1,35 \times 1,63 = 2,2 \text{ kN}$

- l'effort tranchant : $Tu = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

- Moment de flexion : $Mu = 1,5 MQ = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$

A l'ELS : $qs = G + Q$.

- L'effort normal : $Ns = G = 1,63 \text{ kN}$

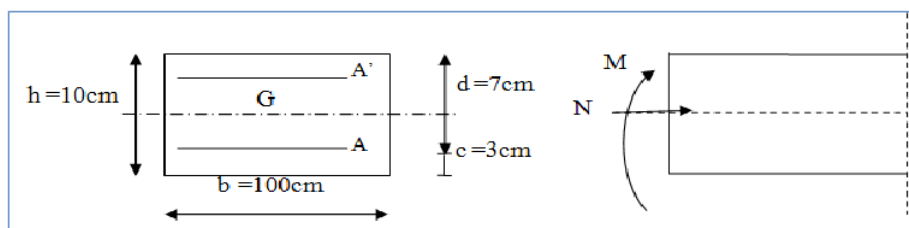
- l'effort tranchant : $TS = Q = 1 \text{ kN}$

- Moment de flexion : $Ms = MQ = 0,60 \text{ kN.m}$

III.6.5. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.



Avec : h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

$d = h - c$: hauteur utile,

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

► Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,20} = 0,41\text{m} = 41\text{cm}$$

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

Avec :

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$Y = \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

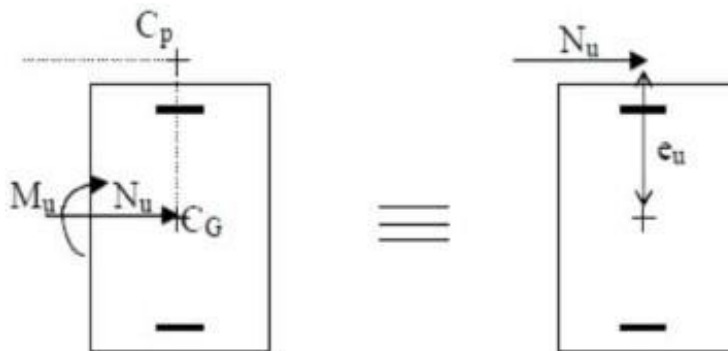


Figure III.6.1 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Nous avons :

$e_u = 41\text{cm} > h/2 - c = 2 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

Mf : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$Mf = Nu \times g = Nu \times [eu + (\frac{h}{2} - c)]$$

Avec :

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$Mf = 2,20 \times (43 \times 10^{-3}) = 0,946 \text{ kN.m}$$

$$Mf = 0,946 \text{ Kn.m}$$

Moment réduit :

$$\mu u = \frac{Mfu}{bx(d)^2 \times fbc} = \frac{0,946}{1 \times 0,07^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0136 < \mu l = 0,372.$$

$\rightarrow \mu u = 0,0136 < \mu l = 0,372 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$\text{Avec : } fbu = \frac{0,85 fc28}{1,5} = 14,2 \text{ [MPa]}$$

D'après le tableau :

$$\mu u = 0,0136 \rightarrow \beta = 0,9935.$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives :

$$Af = \frac{Mf}{\beta x \sigma_{st} x d} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,9935 \times 435 \times 7} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des armatures réelles (en flexion composée) :

Armatures principales :

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,31 - \frac{2,20}{435} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.6.6. Vérification à l'ELU :

► **Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):**

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm}$

► **La condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 BAEL91/99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} \times \frac{[e_s - 0,455 \times d]}{e_s - 0,185 \times d}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,63} = 0,368\text{m} = 36,8 \text{ cm}$$

$$ft_{28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{500} \times \frac{36,8 - (0,455 \times 7)}{36,8 - (0,185 \times 7)} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,64 \text{ cm}^2 > A = 0,3 \text{ cm}^2$ La condition vérifiée.

On opte pour 4HA8 = 2,01 cm²

$$st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

► **Vérification au cisaillement (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1,5 \times \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 3 BAEL91/99) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : Σu_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100,55 \text{ cm.}$$

n : nombre de barres.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.24 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement,

$$\psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}}{0.15 f_c} ; 4 \text{ MPa} \right\} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 500}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.2 = 14 \text{ cm} \quad ; \text{ on prend : } L_c = 15 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.6.7. Vérification à l'ELS

► Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.287 \rightarrow K = 44.17 ; \beta = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 46.58 \text{ MPa}$$
$$\sigma = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{La fissuration est préjudiciable donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ (coefficient de fissuration des barres HA) ; } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

$$F_p = (A \times I \times S) C_p \times \left(1 + \frac{3hz}{H} \right) W_p$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$A = 0.2$ (Art6.2.3. Tableau 3-2/RPA2024)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0.8$ (Tableau 6-1/RPA2024)

w_p : poids de l'acrotère, $w_p = 1.63$ kN/ml

H : la hauteur totale du bâtiment = 23.38m

$H_z = 3.06$ m

$$F_p = (0.2 \times 1 \times 1.3)0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 4.22}{23.38} \times 1.63\right) = 0.52 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.52 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère a été calculé avec un effort horizontal $Q=1$ KN/ml supérieur à la force sismique. Donc les armatures choisies suffiront pour un effort dû au séisme.

Conclusion : Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- Armatures principales : $A=4HA8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $St=25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_r=4HA8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $St=25 \text{ cm}$.

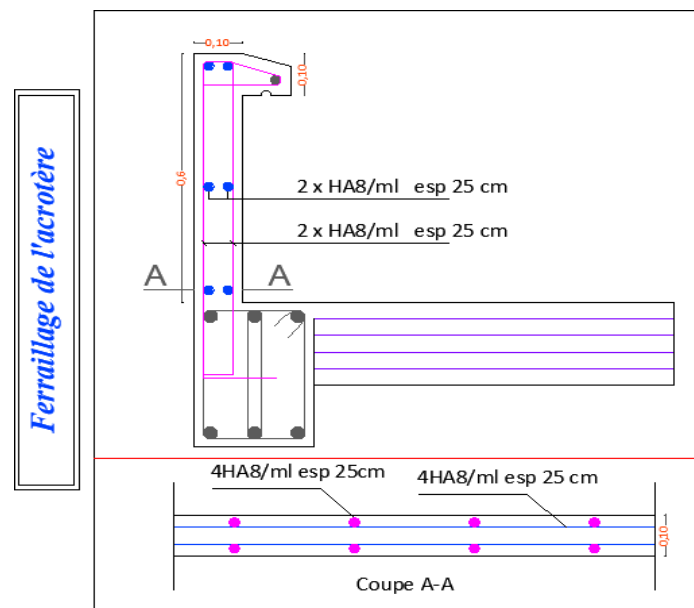


Figure III.6.2 : Ferrailage de l'acrotère

III.7. Calcul de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- **Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :**
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- **Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.**

III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

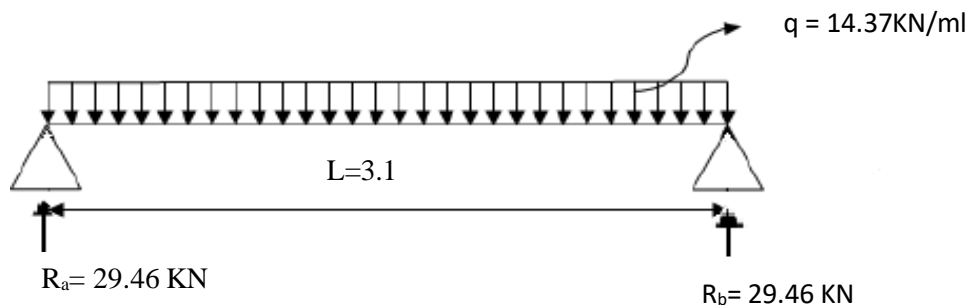


Figure III.7.1 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

► Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } L_{max} : 3.20 \text{ m longueur libre de la poutre}$$

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

► Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2025).

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$.

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 25\text{cm}$

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc notre poutre a pour dimension (b × h) = (25 × 30) cm

III.7.2. Calcul des effort internes à l'ELU

► Charge et surcharge :

$$\text{Poids propre du plancher} : 5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} : 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur} : G_2 = (3.06 - 0.3) \times 2.36 = 6.51 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 1.71 + 1.88 + 6.51 = 10.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

► Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (10.1) + 1.5(0.49)$$

$$q_u = 14,37 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = (10.1) + (0.49) = 10.59 \text{ KN}$$

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.37 \times 4,10}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 29.46 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -14.37x + 29.46$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 29.46 \text{ KN} \\ x = 3.10 \rightarrow T(x) = -29.46 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{14.37 \times 4.1^2}{8} \Rightarrow M_0 = 30.16 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 25.63 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -18.1 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des efforts interne à l'ELU :

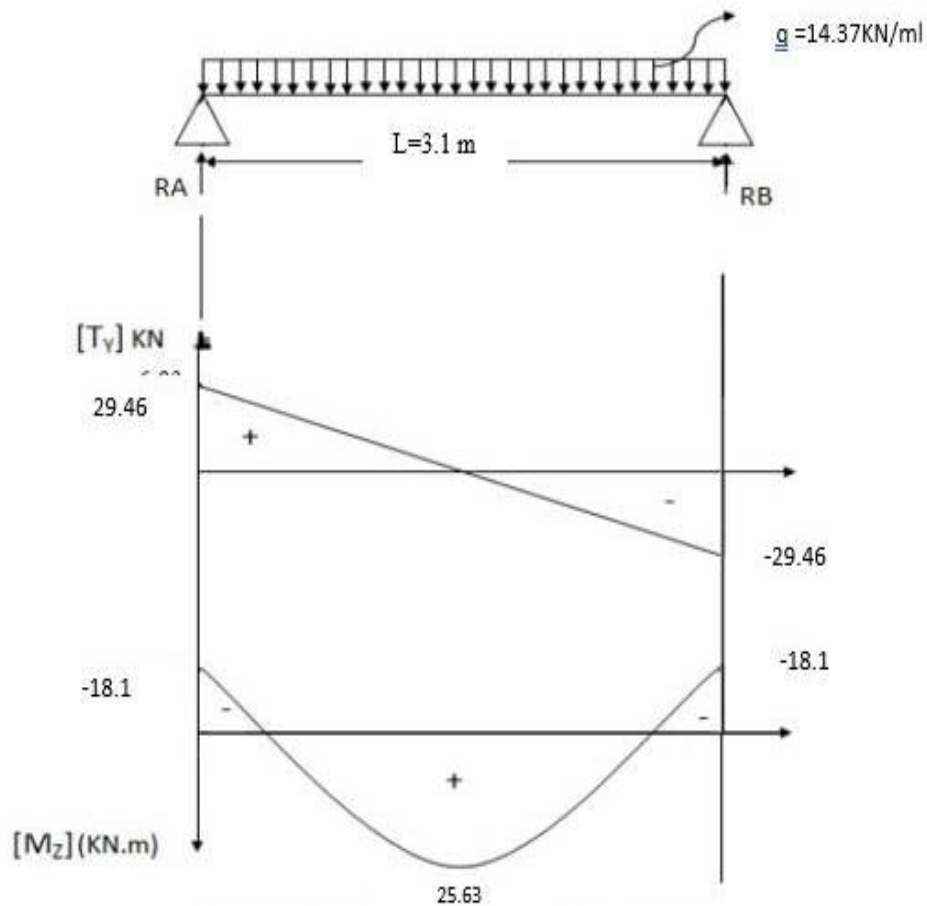


Figure III.7.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

III.7.3. Ferrailage de la poutre de chaînage

► Calcul des armatures (Ferrailage à l'ELU)

• En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bw}}$$

Avec:

$$M_t = 25.63 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{25.63 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.090$$

$\mu = 0.090 < \mu_l = 0.732 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.092 \rightarrow \beta = 0.953$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{25.63 \times 10^3}{0.953 \times 28 \times 435} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bw}}$$

Avec:

$$M_a = 18.1 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{18.1 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.066$$

$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.372 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.046 \rightarrow \beta = 966$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{18.1 \times 10^3}{0.966 \times 28 \times 435} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.7.4. Vérification a l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{500} = 0.676 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales (Article.A.7.2,2 BAEL99) :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l \right) = \min(8.5; 25; 13)$$

$$\emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On adopte : $2 \text{ HA } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

3. Espacement des barres..... (art A.1, 22 BAEL 99) :

$$St \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (25.2; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

4. Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{29.46 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'ya pas de risque de cisaillement

5. Vérification de la condition d'entraînement des barres..... (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \tau_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

n : nombre de barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{29.46 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.03 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

6. Calcul de la longueur de scellement droit(Art A.6.1,221/ BAEL99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 61.73 \text{ cm}$$

Soit les crochets de longueur..... (Art.A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0.4 L_s = 24.692 \text{ cm}$$

7. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2T_{max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{w28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_{max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 29.46 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 0.94 \text{ MPa} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.5. Calcul des efforts internes à l'E.L. S

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_{s.l}}{2} = \frac{10.59 \times 3.1}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 16.41 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -10.59x + 16.41$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 16.41 \text{ KN} \\ x = 3.1 \text{ m} \rightarrow T(x) = -16.41 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{10.59 \times 3.1^2}{8} \Rightarrow M_0 = 12.72 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

► **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 10.81 \text{ KN.m}$$

► **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -3.82 \text{ KN.m}$$

► **Diagrammes des efforts interne à l'ELS :**

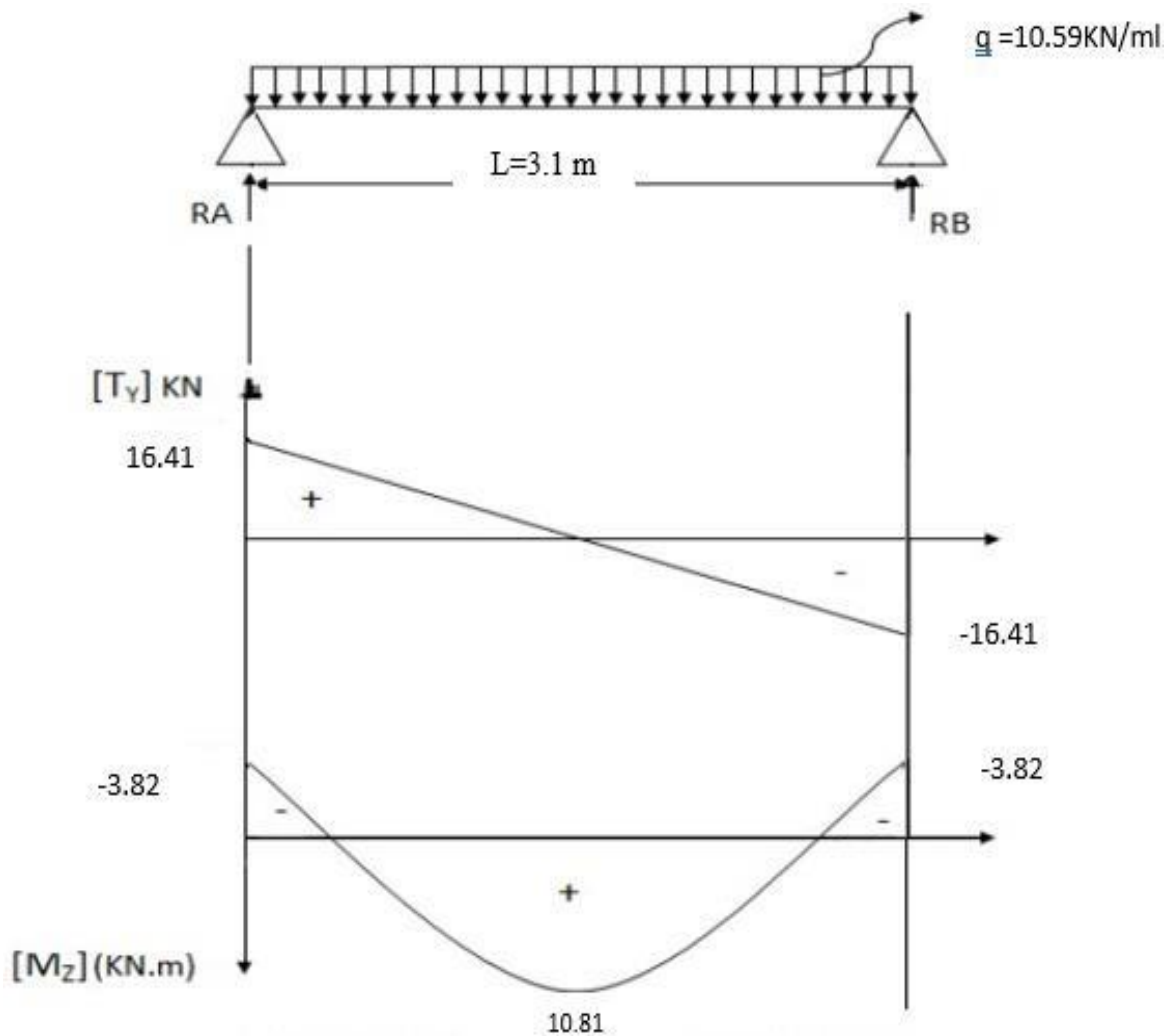


Figure III.7.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.7.6. Vérifications à l'ELS

a. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.48$$

$$\text{D'où : } \beta_l = 0.895 ; \alpha_l = 0.315 ; K = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{3.82 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 44.96$$

$$\sigma_s = 44.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.48$$

$$\text{Dou ; } \beta_l = 0.895 ; \alpha_l = 0.315 ; K = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{10.81 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 127.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 127.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

a. Etat limite d'ouverture des fissures (Art.B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

b. Vérification de la flèche (Art.B.6.5.1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 1.2 > \frac{10.81}{10 \times 3.28} = 0.28 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

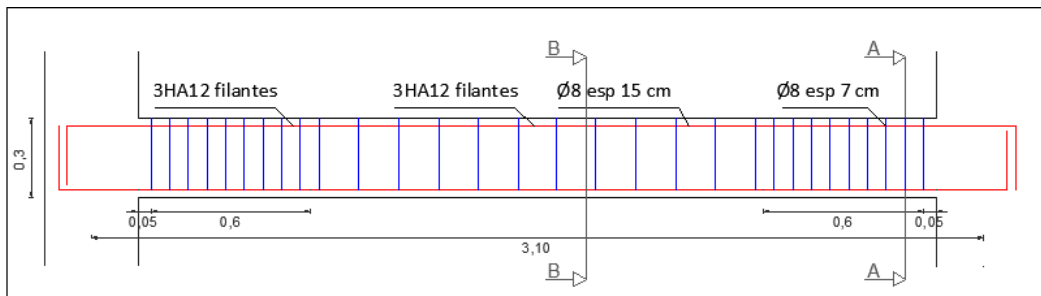
► Conclusion :

La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

Armatures principales :

En travée : $A_t = 3\text{HA}12$

Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}12$



Ferrailage de la poutre de chaînage

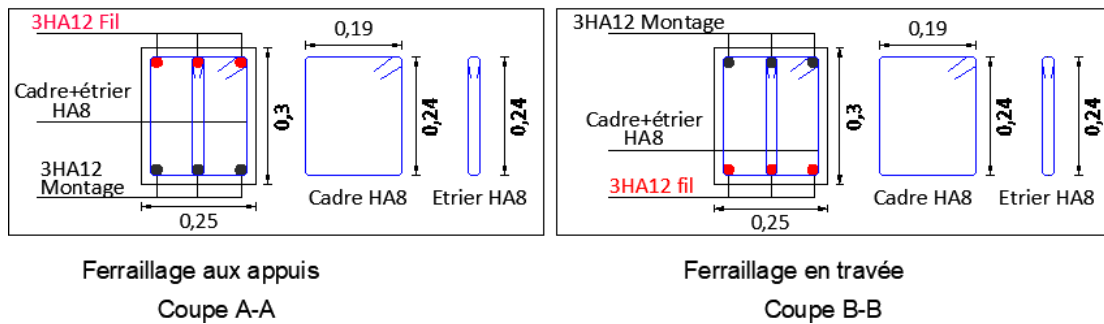


Figure III.7.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage



Chapitre IV

Modélisation de la structure

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV. 1. Généralités sur le logiciel

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel **ETABS Version 9.6.0** (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).

IV. 2. Etape de modélisation

IV.2.1. La géométrie de la structure

► Choix d'unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et les déplacements :



Figure IV.1: Choix des unités.

► Création d'un nouveau modèle

Menu « file » c'est une option qui permet de créer un nouveau fichier « new file ».

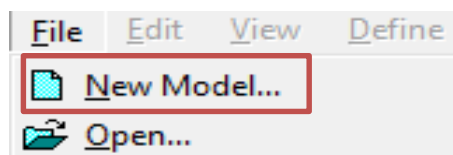
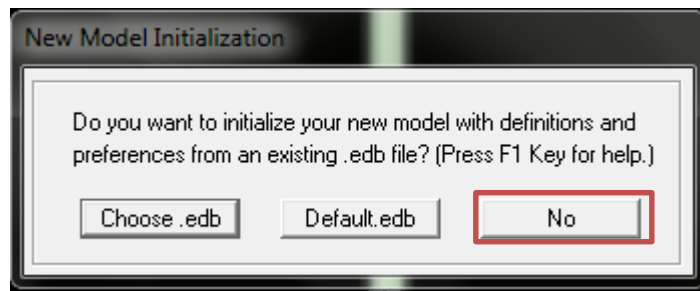


Figure IV.2: Démarrer un nouveau modèle.

L'icône ci-dessous permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme « New Model Initialisation ».

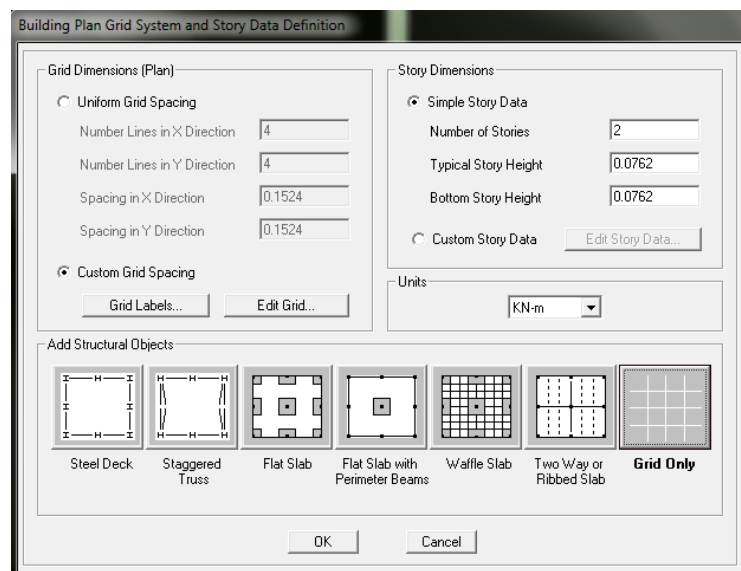


- Choose .edb** : Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédant ; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.
- Default.edb** : Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.
- No** : Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (.edb)

► Caractéristiques géométriques de la structure

Après avoir cliqué sur la 3^{ème} case, une fenêtre sous le nom de « Building Plan Grid System and Story Data Definition » apparaît.

Cette option permet de définir :



- Le nombre et la hauteur des étages à l'aide de « Story Dimensions »
- ✓ « Number of story » : Le nombre de niveaux y compris le RDC.
 - ✓ « Typical story height » : La hauteur des étages courants.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

✓ « Bottom story height » : La hauteur du RDC.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options « Custom Grid Spacing » et « Edit Grid » permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

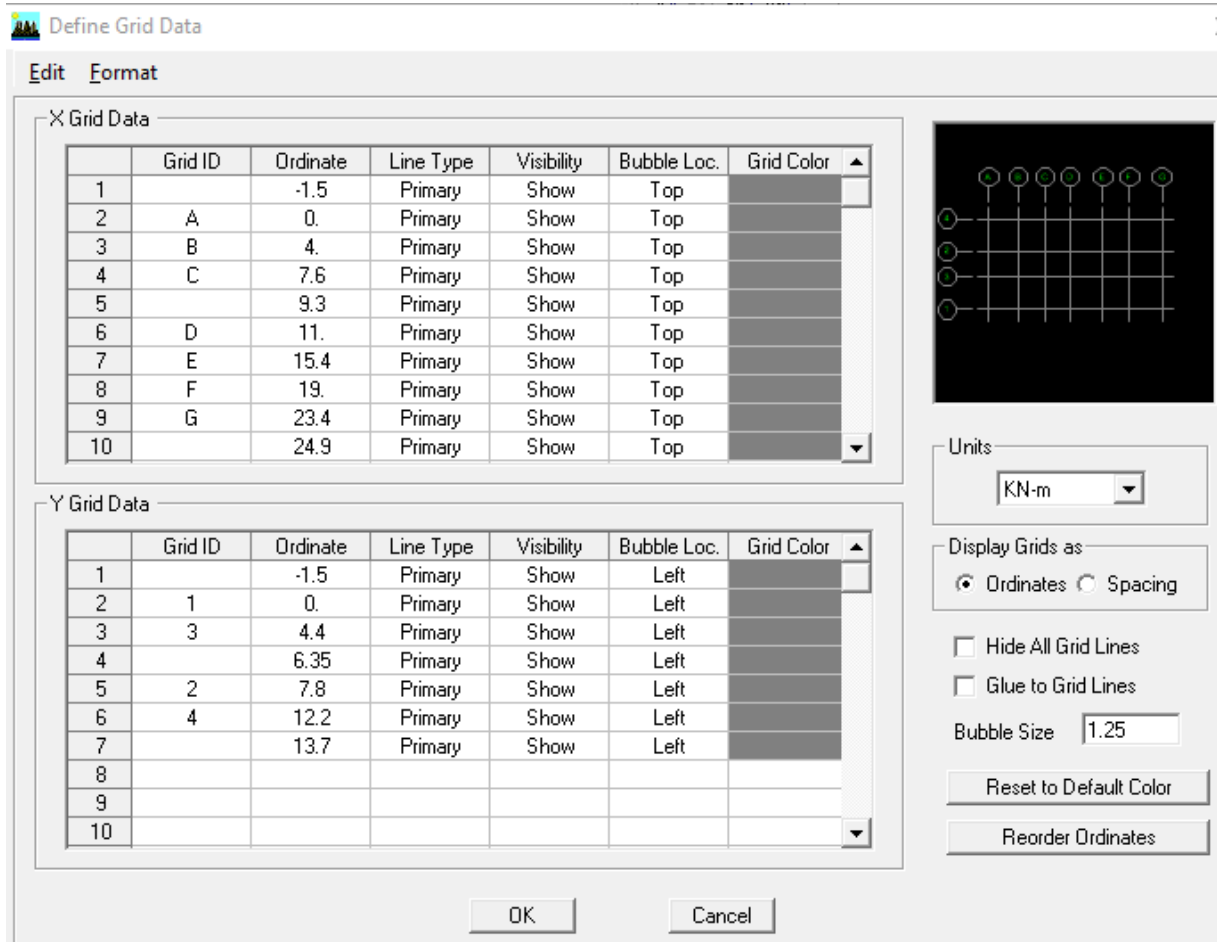


Figure IV.3: Introduction de la géométrie de base.

- b) Les axes en plan selon (X, Y) de la structure en choisissant l'option « Custom Grid Spacing » et en cliquant sur « Edit Grid » :

Une fois les deux étapes exécutées on clique sur « OK » pour valider nos choix.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	S.MACHINE	3.06	24.48	No	NONE	No	0.
8	TERASSE	3.06	21.42	Yes		No	0.
7	ETG 5	3.06	18.36	No	S.MACHINE	No	0.
6	ETG 4	3.06	15.3	No	TERASSE	No	0.
5	ETG 3	3.06	12.24	No	TERASSE	No	0.
4	ETG 2	3.06	9.18	No	TERASSE	No	0.
3	ETG 1	3.06	6.12	No	TERASSE	No	0.
2	RDC	3.06	3.06	No	TERASSE	No	0.
1	BASE		0.				

Figure IV.4: Introduction des étages.

IV.2.2. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

➤ Les caractéristiques géométriques

On utilise le raccourci  pour introduire :

- ✓ La masse volumique ;
- ✓ Module d'élasticité ;
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours f_{c28} ;
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal f_e ;
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal.



Material Name <input type="text" value="BETON25"/>		Display Color Color 	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>	Specified Conc Comp Strength, f'_c	<input type="text" value="25000."/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25."/>	Bending Reinf. Yield Stress, f_y	<input type="text" value="500000."/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200."/>	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	<input type="text" value="500000."/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750."/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figure IV.5: du Caractéristiques béton.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

► Les sections

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le

raccourci suivant  :

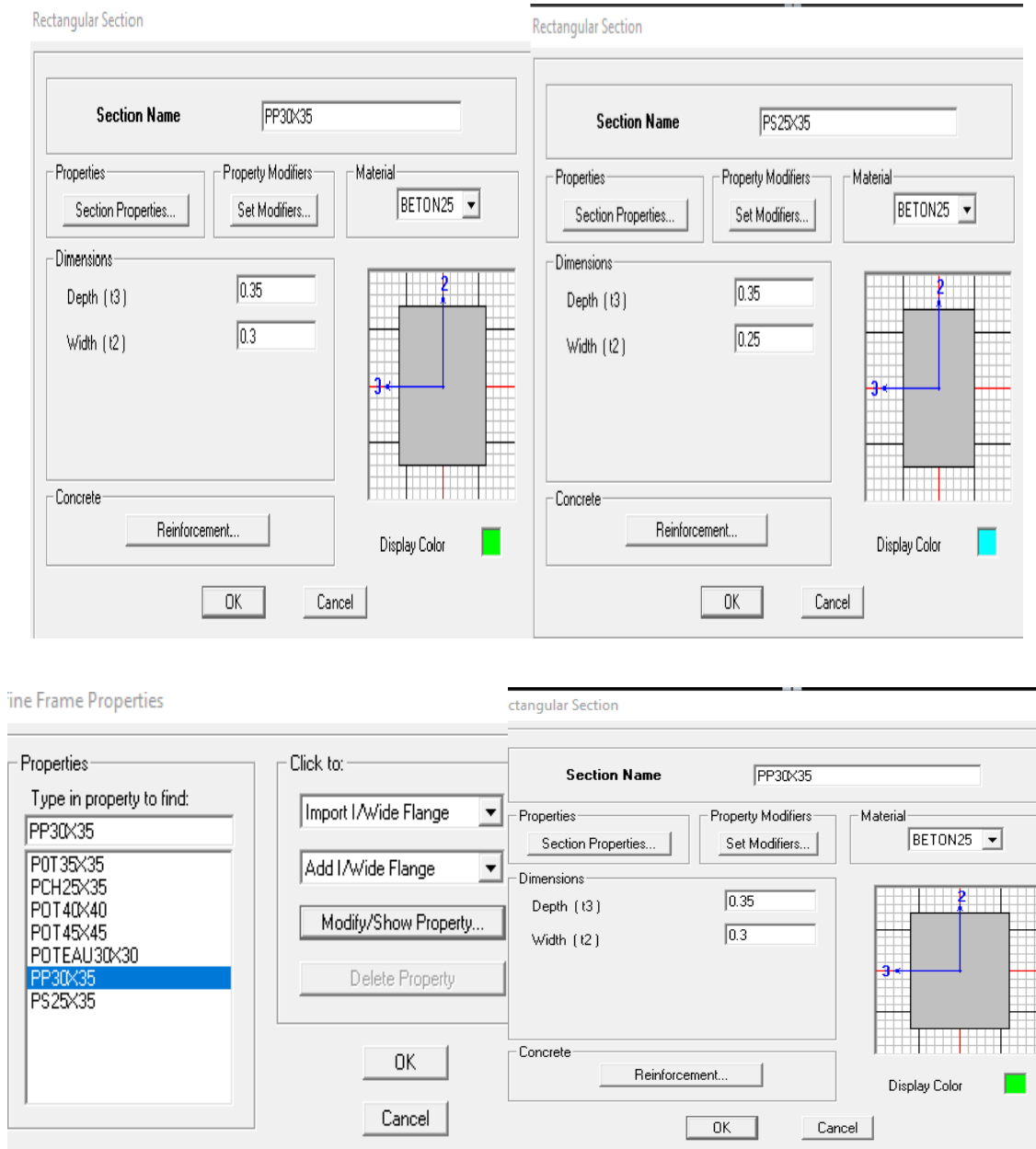
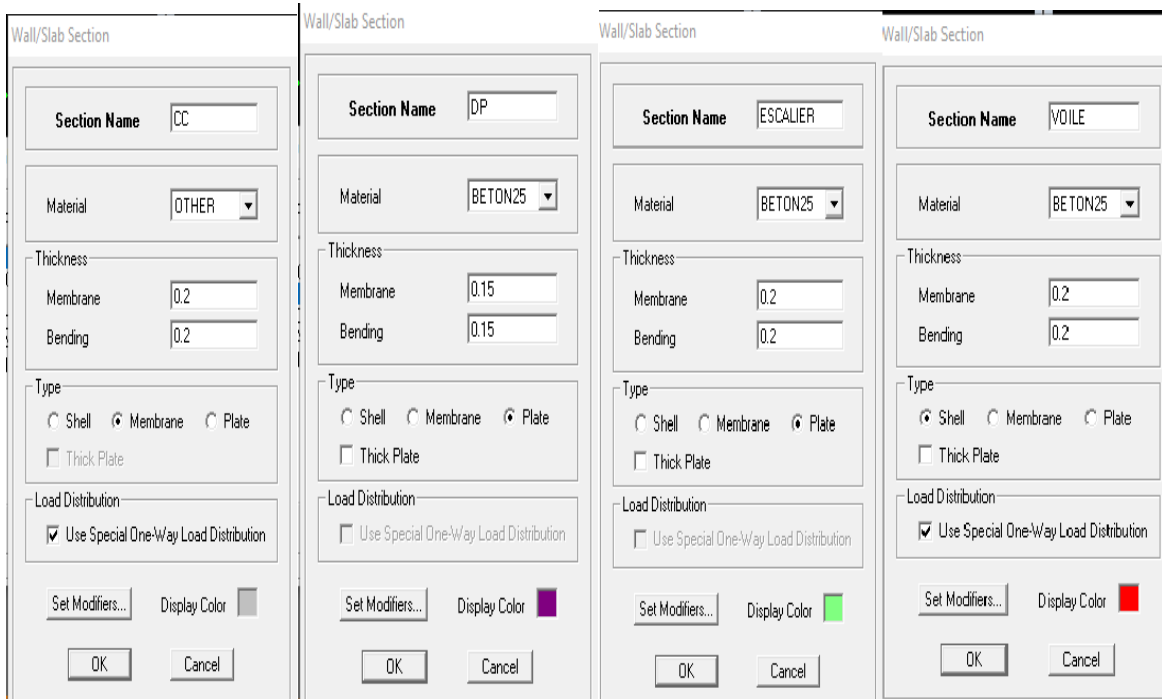


Figure IV.6: Caractéristiques des éléments




► Les éléments plans

Pour introduire les planchers, dalle pleine et les voiles on utilise le raccourci 



► Affectation des sections aux différents éléments des portiques

Pour affecter les sections présentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux on clique sur l'icone 
- Pour les poutres on clique sur l'icone 
- Pour les planches et les dalles pleines on clique sur l'icone 

Enfin, on obtient la structure suivante :

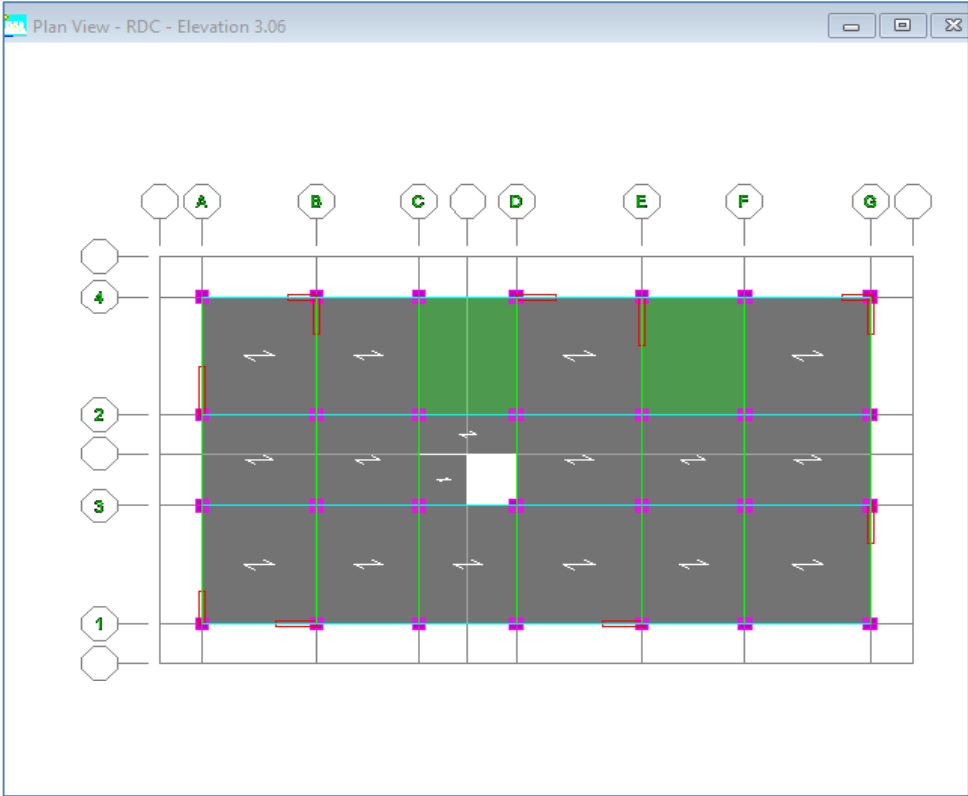


Figure IV.7: Vue en plan des éléments structuraux sous-sol.

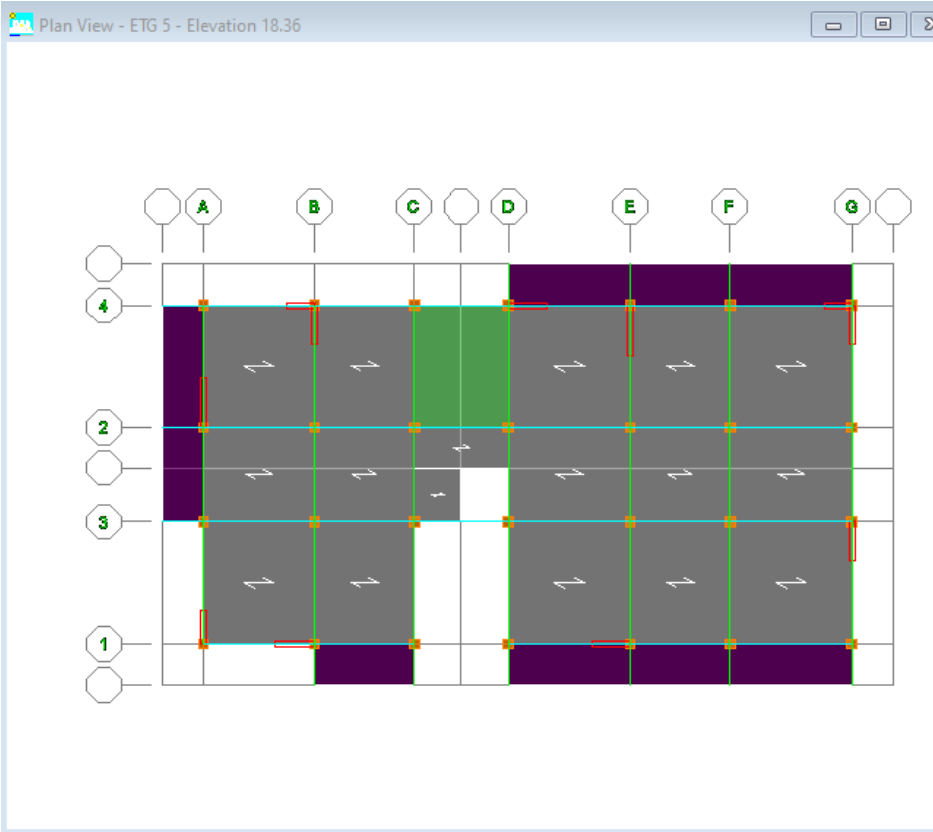



Figure IV.8: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

➤ Changement de supports (l'encastrement)

Pour introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure on utilise

le raccourci suivant 

Dans notre cas on a un encastrement

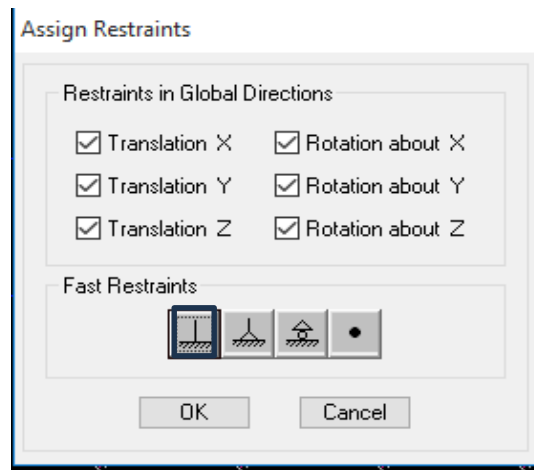



Figure IV.9: Définition des appuis.

IV.2.3. Introduire les charges statiques

► Charge statique « Static Load Cases »

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation(Q).

Pour les définir on utilise le raccourci 

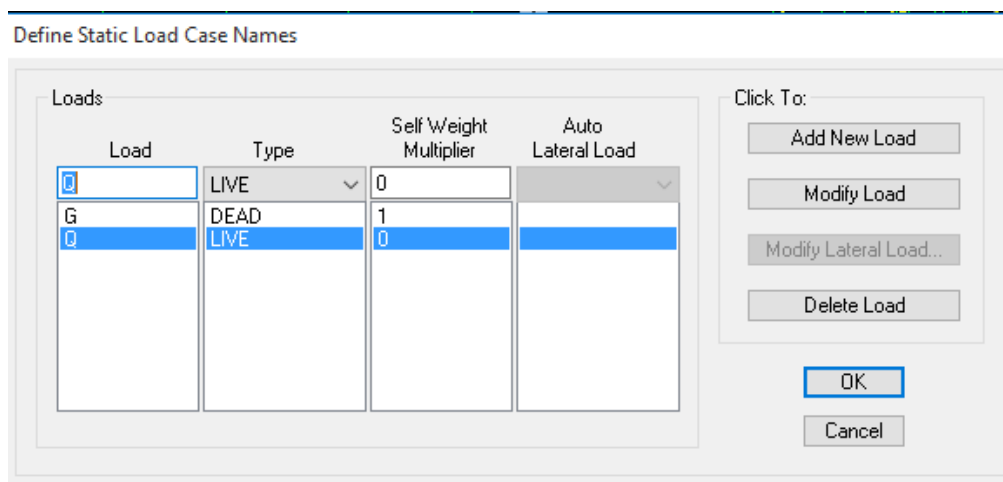


Figure IV.10: Définition des charges statiques.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

► Charges dynamique

Pour le calcul dynamique de la structure, on passe par trois étapes :

1^{ère} étape : Définition de spectre de réponse

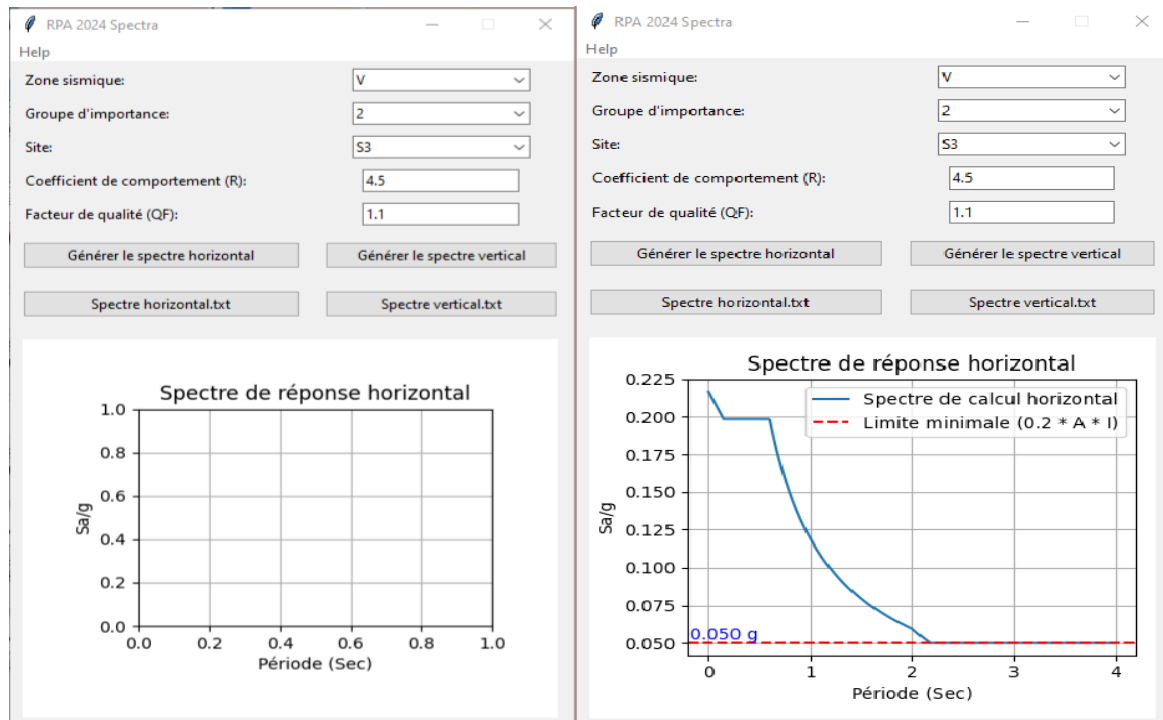


Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2024

2^{ème} étape : Introduction de spectre

Pour introduire le spectre de réponse on utilise le raccourcie 

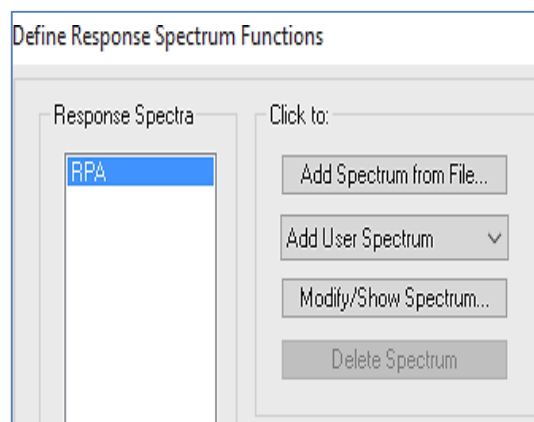



Figure IV.11: introduction du spectre de repense

Chapitre IV : Modélisation de la structure

3^{ème} étape : définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y.

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

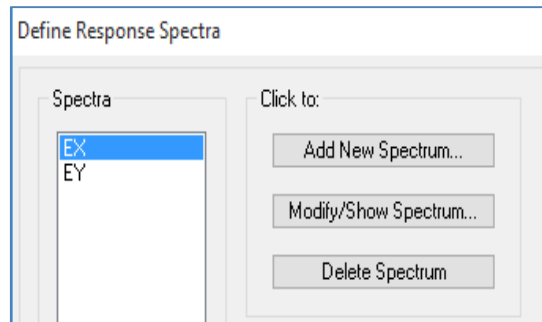


Figure IV.12: Définition des charges sismique.

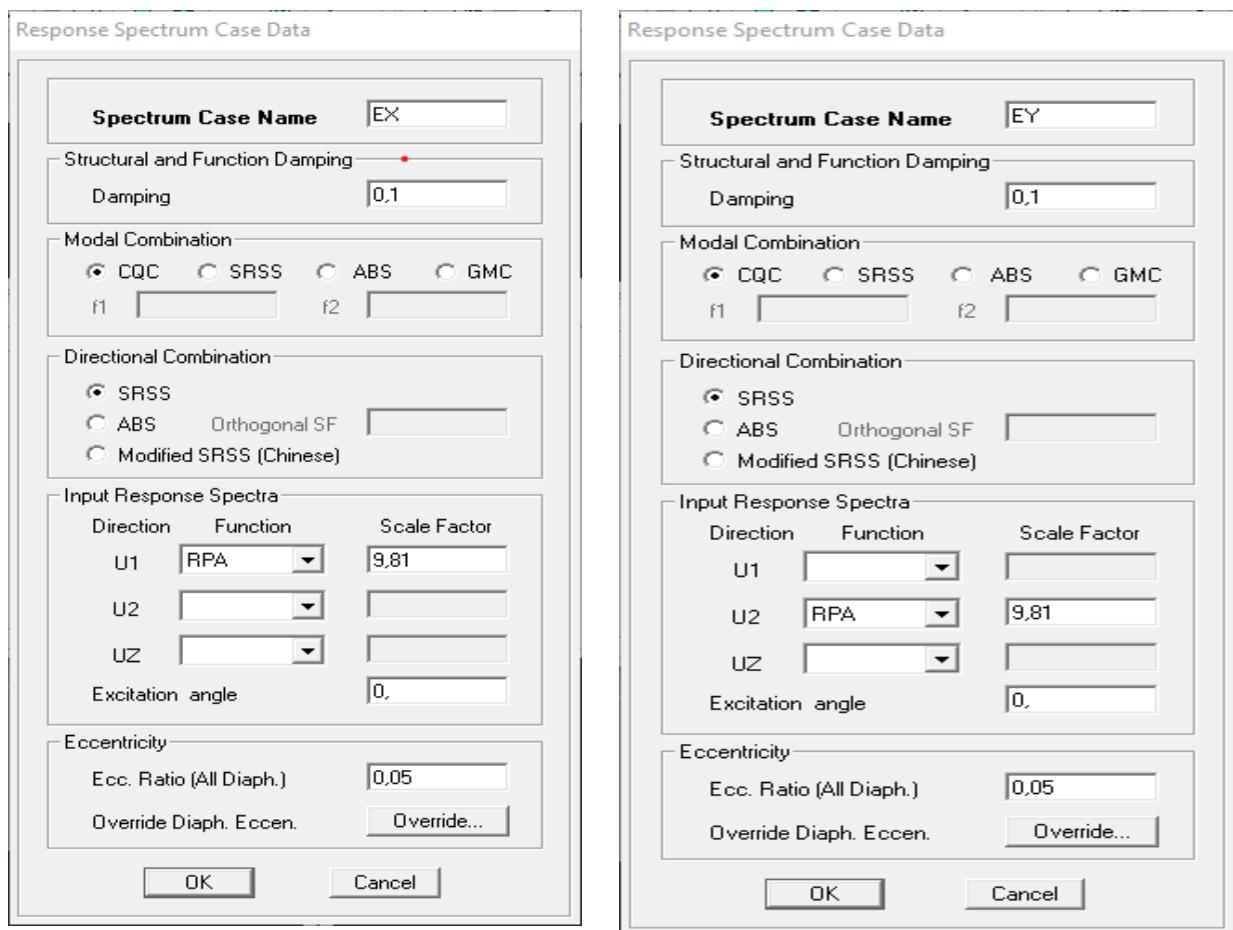



Figure IV.13: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.2.4. Combinaisons de charge « Load Combinations »

Pour l'introduire on utilise le raccourci . Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

► **Combinaisons courantes**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Poids : $G+0,3Q$

► **Combinaisons accidentelles du RPA**

$G+0.3Q\pm EX \pm 0.3EY$


$G+0.3Q\pm EY \pm 0.3EX$

IV.2.5. Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$$W = G + \beta Q$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\Rightarrow \beta=0.3$

Pour l'introduire on utilise le raccourci .

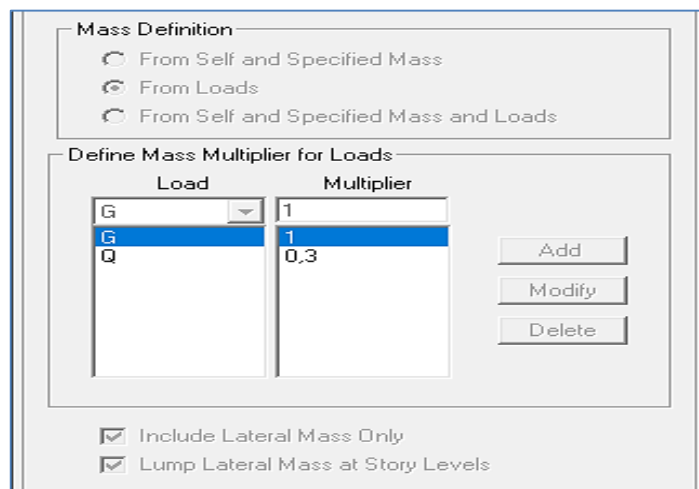


Figure IV.20: Définition du poids propre.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

► Chargement des planchers à corps creux :

Plancher terrasse : $G = 5.46 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$


► Chargement de la dalle pleine :

Dalle de la salle machine : $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Balcon : $G = 6.95 \text{ KN/m}^2$, $Q = 4.5 \text{ KN/m}^2$

IV.2.6. Diaphragme

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

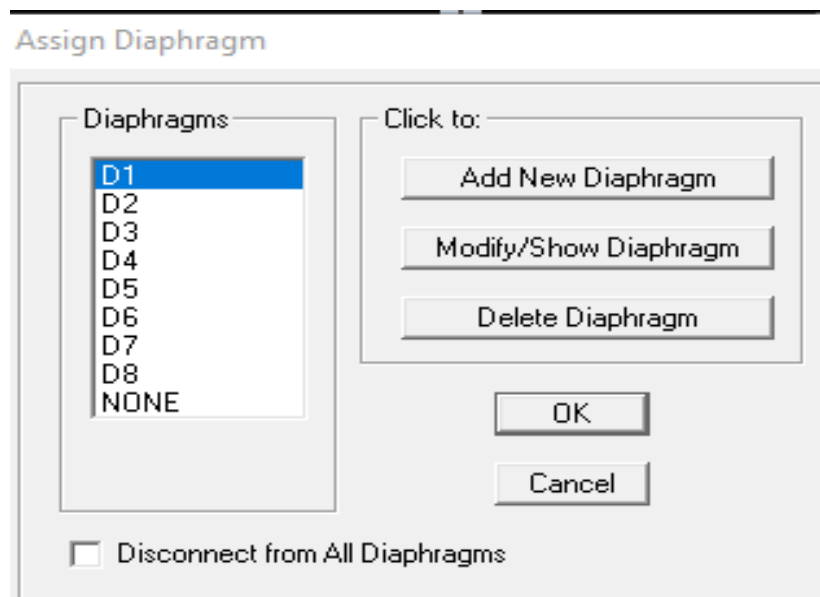


Figure IV.22: Application des diaphragmes.

IV. 2.7. Checker et Lancer l'analyse

On va sur Analyse on sélectionne check model pour vérifier que y`a pas d'erreurs.

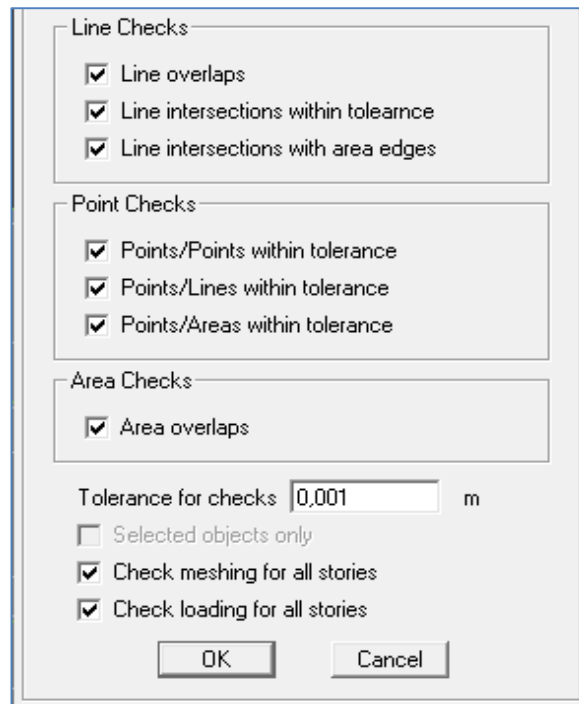



Figure IV.23 : Option de vérification de la modélisation

Pour actionner ETABS vers l'exécution des tâches d'analyse de notre modèle, on utilise le raccourci 

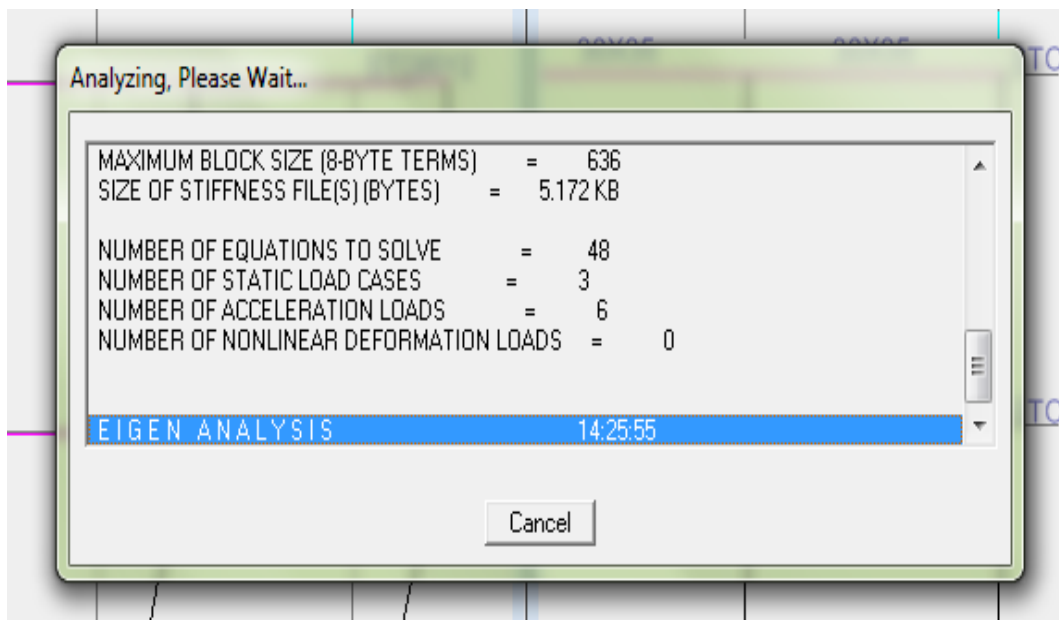




Figure IV.24 : Lancement de l'analyse de la structure

IV.2.8. Visualisation des résultats

► Déformée de la structure :

On clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualiser la déformée suivant la charge introduite.

► Diagramme des efforts internes :

On se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

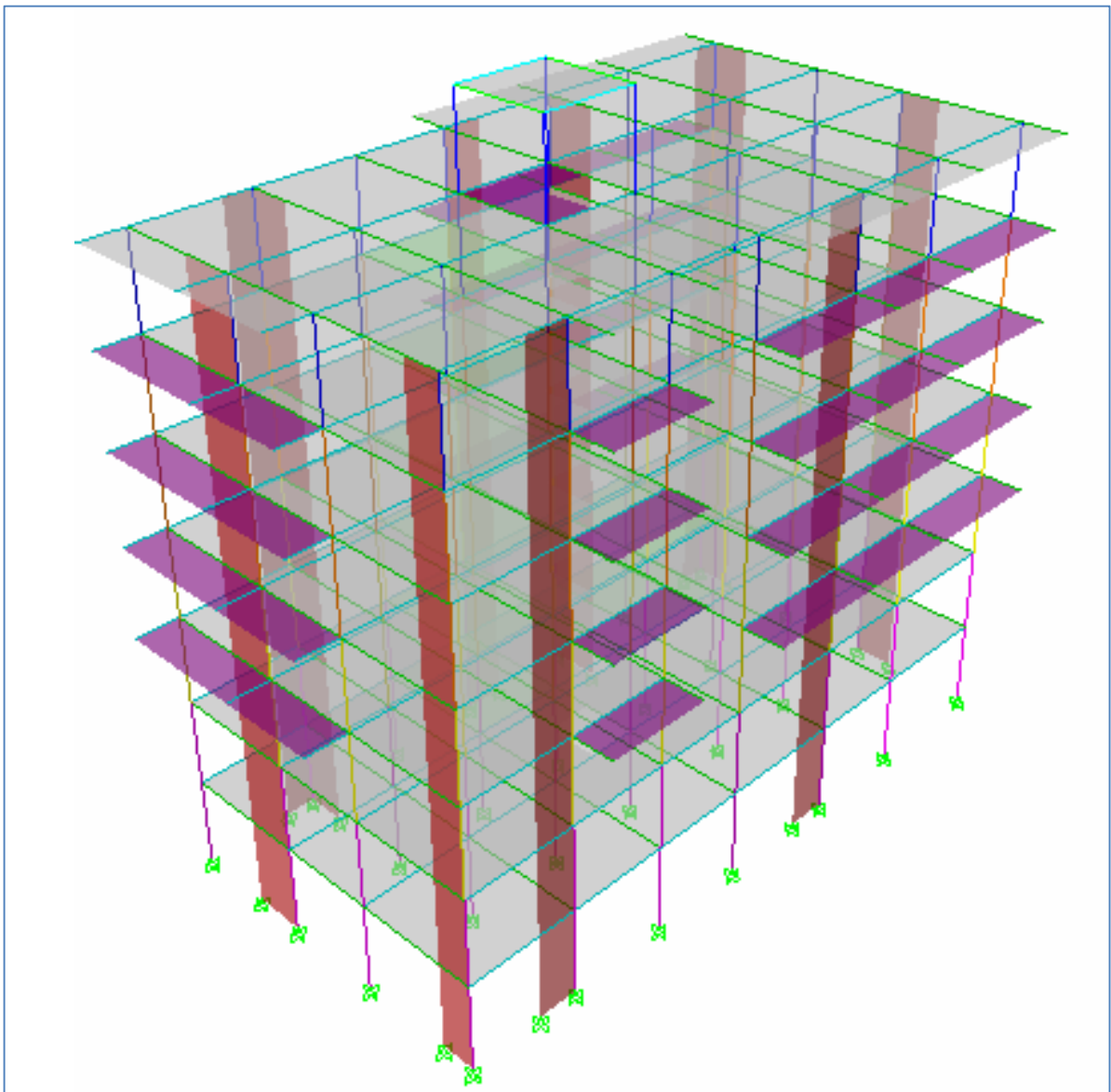


Figure IV.25 : Vue en 3D de la structure.



Chapitre V
Etude dynamique et sismique

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Modélisation

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil, ce dernier est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.1.1. Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building systems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures ;
- La prise en compte des propriétés des matériaux ;
- Le calcul et le dimensionnement des éléments ;
- L'analyse des effets dynamiques est statique ;
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ...etc ;
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

► Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS 9.7.2.**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

V.1.2. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc) ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.) ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA2024) ;

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Définition de la charge sismique E ;
- Chargement des éléments ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.2 Vérification des exigences du RPA

Un séisme résulte de la libération d'énergie dans la croûte terrestre, provoquant des vibrations destructrices. Pour assurer la sécurité des structures, il est essentiel de procéder à un calcul sismique rigoureux avant d'entreprendre toute étape de ferrailage. En Algérie, ce calcul doit respecter les exigences du règlement parasismique RPA2024, qui impose des critères stricts.

- ▶ Les vérifications exigées par le Règlement Parasismique Algérien sont comme suivies :
 - Le pourcentage de la masse participante
 - Justification de l'interaction voiles portique
 - Vérification de l'effort tranchant à la base
 - Vérification des déplacements relatif
 - Vérification de l'effet P-delta
 - Vérification de l'effort normal réduit
 - Vérifications de la stabilité au renversement

V.2.1. Nombre de Modes à Considérer : article (4.3.3)

Dans notre analyse le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90 %, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Il est recommandé que le minimum des modes à retenir est de 3, dans chaque direction considérée. Dans le cas où ces conditions décrites ne peuvent pas être satisfaites, en raison d'une influence importante des modes de torsion, il est nécessaire de déterminer un nombre minimal de modes (k) à considérer.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.3.2 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières tel que :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculer par la méthodes analytique ou numérique.
2. La formule empirique a utilisé selon les cas est la suivante :

$$T = (C_T \times h_N^{\frac{3}{4}})$$

Avec :

$C_T = 0.050$: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau 4.3

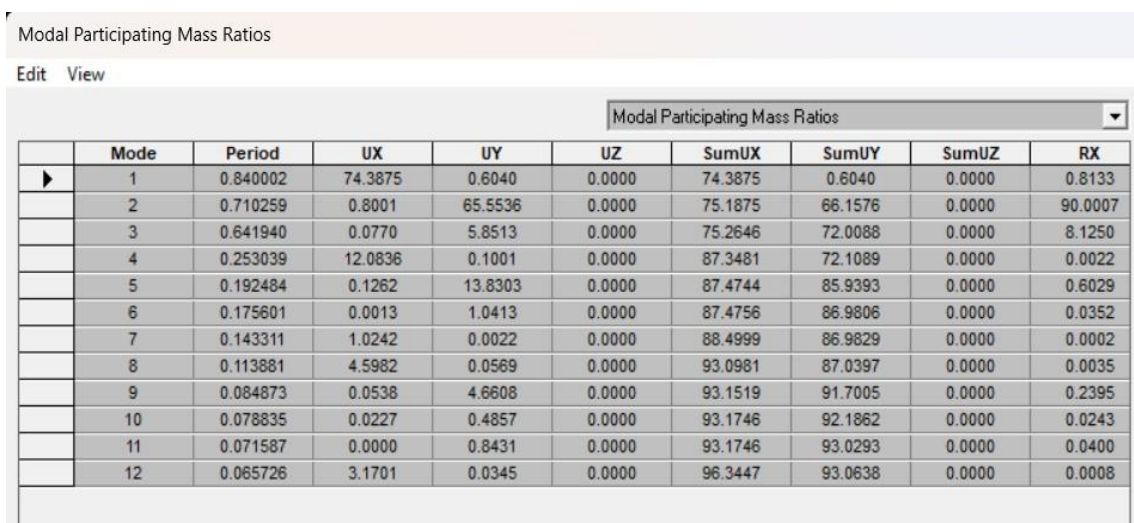
$h_N = 22.78$ m: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N.)

$$T = (0.050 \times (22.78)^{\frac{3}{4}}) = 0.521s$$

► Calcul de la période empirique majorée : Art (4.2.4) table (4.4)

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.521 = 0.677s$$

Après avoir analyser notre structure sur le logiciel ETABS, nous arrivons au résultat si dessous :



The screenshot shows the 'Modal Participating Mass Ratios' window in ETABS. It contains a table with 10 columns: Mode, Period, UX, UY, UZ, SumUX, SumUY, SumUZ, and RX. The table lists 12 modes with their respective periods and mass ratios.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.840002	74.3875	0.6040	0.0000	74.3875	0.6040	0.0000	0.8133
2	0.710259	0.8001	65.5536	0.0000	75.1875	66.1576	0.0000	90.0007
3	0.641940	0.0770	5.8513	0.0000	75.2646	72.0088	0.0000	8.1250
4	0.253039	12.0836	0.1001	0.0000	87.3481	72.1089	0.0000	0.0022
5	0.192484	0.1262	13.8303	0.0000	87.4744	85.9393	0.0000	0.6029
6	0.175601	0.0013	1.0413	0.0000	87.4756	86.9806	0.0000	0.0352
7	0.143311	1.0242	0.0022	0.0000	88.4999	86.9829	0.0000	0.0002
8	0.113881	4.5982	0.0569	0.0000	93.0981	87.0397	0.0000	0.0035
9	0.084873	0.0538	4.6608	0.0000	93.1519	91.7005	0.0000	0.2395
10	0.078835	0.0227	0.4857	0.0000	93.1746	92.1862	0.0000	0.0243
11	0.071587	0.0000	0.8431	0.0000	93.1746	93.0293	0.0000	0.0400
12	0.065726	3.1701	0.0345	0.0000	96.3447	93.0638	0.0000	0.0008

Tableau V.1 : résultats de période donnée par ETABS

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Les valeurs de TX et TY : $T_x = 0.84s$ et $T_y = 0.71s$
- Sens XX : $T_{calcul} = 0.84s \geq (1.3 \times T_{emp}) = 0.677s$
- Sens YY : $T_{calcul} = 0.71s \geq (1.3 \times T_{emp}) = 0.677s$

Remarque : on remarque que T_{calcul} est supérieur à T_{maj} , suivant le tableau 4.4 donc on distingue que $T_0 = 1.3T_{emp}$ est dans les deux direction X et Y.

V.2.3. Sollicitations Normales (effort normal réduit)

D'après l'article 7.4.3. Du RPA 2024, l'effort normal de compression à prendre en compte, également appelé effort normal réduit, doit respecter la condition suivante : $\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Avec : $\{ B_c$: L'aire de la section (section brute)

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Après avoir sélectionné nos poteaux sur le logiciel ETABS et bien sûr les non relier au voile et faire les étapes qu'il faut pour prendre les efforts normaux de chaque section des poteaux on distingue les résultats suivants :

- Pour les poteaux de (45 × 45) (les 2 premiers niveaux) : $N_d = 1122.15 KN$

$$V = \frac{1122.15 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.22 < 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux de (40 × 40) (les 2 niveaux intermédiaire) : $N_d = 762.7KN$

$$V = \frac{762.7 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.15 < 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux de (35 × 35) (les 2 niveaux intermédiaires) : $N_d = 420.12KN$

$$V = \frac{420.12 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.083 < 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux de (30 × 30) (les 2 derniers niveaux) : $N_d = 138.44KN$

$$V = \frac{138.44 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.062 < 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4. Justification du Système de Contreventement.

Cette étape a pour but de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont déterminés à l'aide du logiciel ETABS en choisissant les combinaisons de charges

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

appropriées. Par la suite, le coefficient de comportement R est attribué selon les catégories du Tableau 4.3 du RPA 2024.

► Charges Horizontales :

Pour le sens X-X :

Story X-X	Fx totale	Pourcentage %	Fx (voiles)	Pourcentage %
La base	1394.9092	100%	986.0037	70.69%

Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.

$$N(\%) = \frac{F_x(\text{voiles})}{F_x \text{ totale}} \times 100 = \frac{986.0037}{1394.9092} \times 100 = 70.69\%$$

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Remarque : Ces résultats montrent que les voiles reprennent plus de 65% de la charge sismique totale à la base. Ainsi, concernant les forces horizontales nous pouvons déjà se situer au système 5 : Système a contreventement mixte équivalent à des voiles (Article 3.5 du RPA 2024)

R=4,5 (Tableau 3.17 du RPA2024)

Pour le sens Y-Y :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.6386	1.7592
End Point	26.2921	1.6551

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.3268	1.7071	0.	359.8007

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	124.2497	1489.2996	2.592E-11	124.2497	1489.2996	2.530E-11
Moment	22773.0416	1858.4139	4963.2572	22773.0416	1858.4139	4963.2572

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.6386	1.7592
End Point	26.2921	1.6551

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.3268	1.7071	0.	359.8007

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	94.5032	1242.7452	827.8046	94.5032	1242.7452	827.8046
Moment	5325.5326	15076.0783	4160.9854	5325.5326	15076.0783	4160.9854

Close Refresh

Story Y-Y	Fy totale	Pourcentage %	Fy (voiles)	Pourcentage %
La base	1459.2996	100%	1251.7452	70.69%

Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

$$N(\%) = \frac{F_y(\text{voiles})}{F_y \text{ totale}} \times 100 = \frac{1242.7452}{1459.2996} \times 100 = 70.69\%$$

Remarque : Les résultats obtenus montrent que les voiles reprennent plus de 65% de la force verticale. Ainsi les voiles reprennent donc plus de 65% des forces horizontales et verticales.

Selon l'article 3.5 du RPA 2024, le système de contreventement de notre structure est finalement : Système de contreventement constitué par des voiles : **R=4,5. (Tableau 3.17 du RPA2024)**

► **Les autres paramètres du spectre de repense :**

- Zone sismique : **IV**
- Groupe d'importance : **2**
- Site S : **S2**
- Codifiant de comportement R : **4.5**
- Facteur de qualité QF : **1.1**

V.2.5. Résultante des Forces Sismiques de Calcul.

Selon article 4.3.5 de 2024 la résultante des forces sismiques V_t obtenue Par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode Statique équivalente V .

Si $V_t < 80\% V$, tous les paramètres calculés par la méthode modale doivent être ajustés en

Les augmentant selon le rapport $0.8 V/V_t$

► **La formule de la force sismique totale :**

Selon article 4.2.3 la force sismique totale V , qui est appliquée à la base de la structure, doit être déterminée successivement dans deux directions horizontales perpendiculaires en utilisant la formule suivante :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T) \times W$$

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

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{Si } T_0 \leq (2 \times T_0) \text{ et si le bâtiment a plus 2 niveaux.} \\ 1, & \text{autrement.} \end{cases}$$

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

► Spectre de réponse de calcul (Article 3.3.3 du RPA 2024) :

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 3.3**).
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 3.18**).
- **T1** et **T2** : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tableau 3.8**).
- **Q** : Facteur de qualité de la structure (**Article 3.8**).

► Coefficient de comportement global de la structure **R** :

A partir de la justification précédente de système de contreventement on a déterminé du (Tableau 3.18) que **R = 4.5^(b)**.

- **Q** : Facteur de qualité de la structure

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ Pq**

Pq : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non "

(Tableau 3.19).

Critère q	Observé (oui/non)	Pq
La régularité en plan.	Non	0.05
La régularité en élévation.	Oui	0
La redondance en plan.	Non	0.05
		ΣPq = 0.10

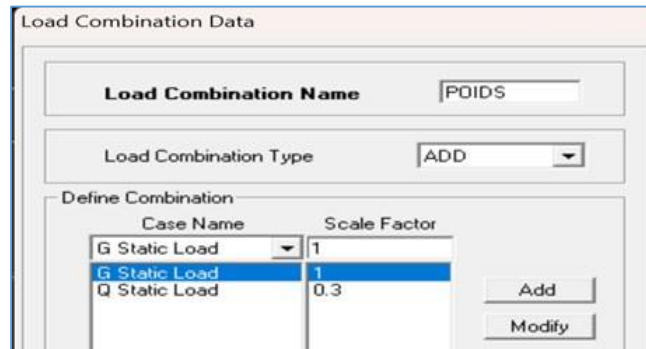
Donc : QF = 1 + 0.10 ⇒ QF = 1.10

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

-W : Le poids total de la structure

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$W = G + \Psi.Q$ avec $\Psi = 0,3$ pour un bâtiment d'habitation.



On opte : $W = 22691.98 \text{ KN}$

► Calcul l'ordonnée du spectre pour la période T_0 .

$$S_{ad}^g(T) = AIS \left[2.5 \times \frac{Q_E}{R} \right] \times \left[\frac{T}{T} \right]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) : $A = 0.20$

Avec : { I : Coefficient d'importance. $I = 1$
 S : Type de sol

$$S_{ad}^g(T) = 0.2 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1.1}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.6}{1.092} \right] = 0.087 \text{ m/s}$$

► Calcul la force sismique (l'effort tranchant a la base).

$$V = \lambda \times S_{ad}^g(T) \times W = 0.85 \times 0.087 \times 22691.98 \rightarrow V = 1678.07 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V = 0.8 \times 1678.07 \rightarrow 0.8 \times V = 1342.46 \text{ KN}$$

Résultats obtenus du logiciel ETABS : $V_x \text{ETABS} = 1394.84 \text{ KN}$; $V_y \text{ETABS} = 1489.54 \text{ KN}$

► Vérification de la condition :

Selon X-X : $V_x \text{ETABS} = 1394.84 > 0.8V = 1342.46 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Selon Y-Y : $V_y \text{ETABS} = 1389.54 \text{ KN} > 0.8V = 1342,46 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.2.6. Calcul Les déplacements inter-étages :

► Justification de non-effondrement.

D'après le RPA 2024 (art 4.5.2), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.5% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = \frac{R}{QF} \times \delta ek$$

Avec :

R: coefficient de comportement. $\Rightarrow R = 4.5$

{ *QF* : coefficient de qualité. $\Rightarrow QF = 1.1$

δek : Déplacement élastique dû aux forces sismique *Fi* (y compris l'effet de torsion).

- Le Déplacement élastique dû aux forces sismique **δek** on vas les obtenir par des étapes suivies dans le logiciel ETABS

Combinaison : $E_1 = E_X + 0.3E_Y$

$$E_2 = 0.3E_X + E_Y$$

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

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$$

► Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Selon le sens X-X :

STORY	δek	R	δk	Δk	1.5%. <i>hk</i>	Vérification
8	0.0208	4.5	0.085	0.006	0.0459	Vérifiée
7	0.0194	4.5	0.079	0.01	0.0459	Vérifiée
6	0.017	4.5	0.069	0.01	0.0459	Vérifiée
5	0.0143	4.5	0.059	0.014	0.0459	Vérifiée
4	0.011	4.5	0.045	0.014	0.0459	Vérifiée
3	0.0076	4.5	0.031	0.014	0.0459	Vérifiée
2	0.0041	4.5	0.017	0.012	0.0459	Vérifiée
1	0.0013	4.5	0.005	0.005	0.0663	Vérifiée

Tableau V.4 : déplacement relatif dans le sens X-X

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Selon le sens Y-Y :

STORY	δek	R	δk	Δk	1.5%. hk	Vérification
8	0.0017	4.5	0.007	0.006	0.0459	Vérifiée
7	0.0016	4.5	0.0067	0.0007	0.0459	Vérifiée
6	0.0014	4.5	0.006	0.002	0.0459	Vérifiée
5	0.0011	4.5	0.004	0.001	0.0459	Vérifiée
4	0.0008	4.5	0.003	0.001	0.0459	Vérifiée
3	0.0006	4.5	0.002	0.001	0.0459	Vérifiée
2	0.0003	4.5	0.001	0.0015	0.0459	Vérifiée
1	0.0001	4.5	0.0005	0.001	0.0663	Vérifiée

Tableau V.5 : déplacement relatif dans le sens Y-Y

V.2.7. Justification vis-à-vis des déformations : l'article 5.9 du RPA2024

Les effets du deuxième ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés si le coefficient θ est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux. Si θ se situe entre 0,10 et 0,20, une correction sismique est nécessaire. Pour des valeurs de θ supérieures à 0,20, la structure doit être redimensionnée en raison d'un risque d'instabilité

$$(\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}) \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Et pour les valeurs V_k et P_k elle vont être obtenu par des étapes suivie dans le logiciel ETABS :

Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Story	P _k	h _k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ _k	V _k	θ _k	Δ _k	V _k	θ _k
8	195.64	3.06	0.006	30.05	0.013	0.006	32.68	0.012
7	3096.83	3.06	0.01	372.65	0.027	0.0007	415.11	0.0017
6	6427.4	3.06	0.01	669.49	0.031	0.002	740.7	0.0047
5	9757.96	3.06	0.014	913.9	0.049	0.001	1001.1	0.0032
4	13168.84	3.06	0.014	1110.11	0.054	0.001	1206.53	0.0036
3	1657.73	3.06	0.014	1263.61	0.006	0.001	1359.12	0.0039
2	19598.15	3.06	0.012	1351.94	0.057	0.0015	1451.13	0.0066
1	22691.98	4.42	0.005	1394.84	0.027	0.0005	1489.54	0.0017

Tableau V.6. Vérification de l'effet P-Delta

Remarque : On remarque que toutes les déformations (sens x-x et y-y) sont vérifiées dans tous les étages : $(\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}) \leq 0.10 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**



Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et a un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

VI.1. Ferrailage des Poteaux

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en fonction de la flexion composée, en tenant compte de l'effort normal N et du moment fléchissant M issus des combinaisons les plus défavorables :

► Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$1.35G+1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \rightarrow \text{à l'ELS.}$$

► Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :

$$G + \Psi Q + E1 \rightarrow RPA2024$$

$$G + \Psi Q + E2 \rightarrow RPA2024$$

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Avec

- G: Charges permanentes
- Q: Charges d'exploitation, non pondérée

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

• ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2).

Dou : ψ : 0.30(*batiment habitation*)

► Situation durable et accidentelle :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.78
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	20.83	500	500

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et en situation accidentelle.

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \Theta} \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

VI.1.1. Les exigences du RPA 2024 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)

► Armatures longitudinales (Article 7.4.2).

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal en zone IV est limité à **1.0%**

Le pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de **12mm**.

Le diamètre minimum de recouvrement est de **60Φ en zone IV**.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **St = 15cm**.

Section	Amin= 1% b×h [cm ²]	Armax= 4% b×h [cm ²]	Armax= 8% b×h [cm ²]
Pot (45×45)	20.25	81	162
Pot (40×40)	16	64	128
Pot (35×35)	12.25	49	98
Pot (30×30)	9	36	72

Tableau VI.1.2 : la section minimal et maximal d'armature.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1.2. Calcul des armatures

Remarque : Le calcul sera réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC

► Présentation du logiciel SOCOTEC

SOCOTEC est un logiciel de calcul basé sur les règles du **BAEL** pour les structures en béton armé. Il exige une saisie rigoureuse des paramètres pour garantir des résultats fiables.

Les signes des efforts normaux diffèrent de ceux d'**ETABS** — dans **SOCOTEC**, les efforts **positifs** indiquent une **compression**, et les **négatifs** une **traction**, contrairement à **ETABS**.

Cette différence doit être prise en compte pour éviter toute erreur d'interprétation.

VI.1.2.1. Calcul des Armatures à l'ELU.

A) Armatures Longitudinales :

Le ferrailage sera réalisé par zones, comme suit :

- **Zone I** : RDC (poteaux 45×45)
- **Zone II** : 1^{ère} (étage service) et 2^{ème} étages (poteaux 40×40)
- **Zone III** : 3^{ème} et 4^{ème} étages (poteaux 35×35)
- **Zone IV** : 5^{ème} et 6^{ème} étages (poteaux 30×30)

Condition de non Fragilité :

Conformément à l'article A.4.2 du BAEL91, toutes les sections d'armatures tendues doivent respecter la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'**état limite**.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section (cm ²)	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (cm ²)	A _{min} (cm ²)
(Poteaux 45×45)	N _{max} → M _{cor}	-999.19	-1-1	-0.0011	4.5
	N _{min} → M _{cor}	-384.9	-3.992	0.01	4.49
	M _{max} → N _{cor}	-868.4	-31.582	0.036	4.5
(Poteaux 40×40)	N _{max} → M _{cor}	-784.19	-9.921	0.013	3.56
	N _{min} → M _{cor}	-244.71	-3.531	0.014	3.56
	M _{max} → N _{cor}	-347.06	-19.395	0.056	3.53
(Poteaux 35×35)	N _{max} → M _{cor}	-439.87	6.83	-0.016	2.66
	N _{min} → M _{cor}	-70.13	-3.172	0.045	2.67
	M _{max} → N _{cor}	-158.93	-18.41	0.116	2.7
(Poteaux 30×30)	N _{max} → M _{cor}	-124.98	6.658	-0.053	1.91
	N _{min} → M _{cor}	-4.02	-0.032	0.008	1.93
	M _{max} → N _{cor}	-52.65	-18.989	0.316	2.01

Tableau VI.1.3 : vérification de la condition non fragilité pour les poteaux

► **Calcul la Flexion composée :**

Dans le cadre de la flexion composée, l'effort normal peut être de compression ou de traction, et le moment qui en résulte est un moment de flexion. Cela nous amène à examiner les cas suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section (cm ²)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²)
(Poteaux 45×45)	ELU	N _{max} =1366.13	M _{corr} =-1.518	SEC	0	0	4.51	4HA14
	$G + 0.3Q \pm E_X \pm 0.3E_Y$	N _{min} =51.51	M _{corr} =2.218	SEC	0.63	0.4		=
	$G + 0.3Q \pm E_Y \pm 0.3E_X$	N _{corr} =-355.43	M _{corr} =-107.541	SEC	0	1.84		6.16
(Poteaux 40×40)	ELU	N _{max} =-1083.01	M _{corr} =-13.515	SEC	0	0	3.56	4HA14
	$G + 0.3Q \pm E_X \pm 0.3E_Y$	N _{min} =13.53	M _{corr} =30.499	SPC	0	1.81		=
	$G + 0.3Q \pm E_Y \pm 0.3E_X$	N _{corr} =-524.1	M _{max} =-91.018	SEC	0.21	0		6.16
(Poteaux 35×35)	ELU	N _{max} =606.77	M _{corr} =9.755	SEC	0	0	2.7	3HA12
	$G + 0.3Q \pm E_X \pm 0.3E_Y$	N _{min} =10,82	M _{corr} =2.668	SEC	0	0.29		=
	$G + 0.3Q \pm E_Y \pm 0.3E_X$	N _{corr} =-222.6	M _{max} =-64.379	SPC	2.06	0		3.39
(Poteaux 30×30)	ELU	N _{max} =171.06	M _{corr} =9.191	SEC	1.09	2.85	2.01	3HA12
	$G + 0.3Q \pm E_X \pm 0.3E_Y$	N _{min} =-3.58	M _{corr} =-0.029	SEC	0	0		=
	$G + 0.3Q \pm E_Y \pm 0.3E_X$	N _{corr} =-44.85	M _{max} =41.359	SPC	0	2.99		3.39

Tableau VI.1.4 : ferrailage des poteaux a la flexion composée.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Voici un exemple illustratif d'un calcul à (ELU) réalisé avec le logiciel SOCOTEC :

The screenshot shows the SOCOTEC software interface for a structural calculation. The window title is "sans nom - BaelR". The menu bar includes "Fichier", "Edition", "Options", and "Affichage ?". The toolbar contains various icons for file operations and calculation. The main interface is divided into several sections:

- Hypothèses**: Includes "Nom d'affaire" and "Nom du fichier" (sans nom).
- Matériaux**:
 - Contrainte béton: f_{cj} = 25 MPa
 - Limite élast. acier: f_e = 500 MPa
 - Coef. acier/béton: n = 15
- Calcul aux ELU** (checked):
 - Effort normal: N_u = 1 366.1 kN
 - Moment fléchissant: M_u = -1.52 kN*m
- Calcul aux ELS** (unchecked):
 - Effort...: N_s = [] kN
 - Moment...: M_s = [] kN*m
- Coefficients**:
 - durée chargement: θ = 1
 - sécurité du béton: γ_b = 1.5
 - sécurité de l'acier: γ_s = 1.15
- Sections d'armatures**:
 - supérieures: [] cm²
 - inférieures: [] cm²
- Convention signes**:
 - N > 0 : compression
 - M > 0 : tend la fibre inférieure
- Fissuration**:
 - peu préjudiciable
 - préjudiciable
 - très préjudiciable
- Type d'armature**:
 - ronde lisse
 - barre HA.
 - barre HA.
- Géométrie**:
 - Largeur: b = 0.45 m
 - Hauteur: h = 0.45 m
 - Pgs. cdg armatures sup.: d' = 0.03 m
 - Pgs. cdg armatures inf.: c = 0.03 m

A diagram of a rectangular cross-section is shown on the right, labeled "+G", with horizontal lines representing reinforcement bars at the top and bottom.


-Voici un exemple illustratif du calcul des (combinaisons sismiques) effectué à l'aide du logiciel SOCOTEC.

The screenshot shows the SOCOTEC software interface for a structural calculation. The window title is "sans nom - BaelR". The menu bar includes "Fichier", "Edition", "Options", and "Affichage ?". The toolbar contains various icons for file operations and calculation. The main interface is divided into several sections:

- Hypothèses**: Includes "Nom d'affaire" and "Nom du fichier" (sans nom).
- Matériaux**:
 - Contrainte béton: f_{cj} = 25 MPa
 - Limite élast. acier: f_e = 500 MPa
 - Coef. acier/béton: n = 15
- Calcul aux ELU** (checked):
 - Effort normal: N_u = -51.51 kN
 - Moment fléchissant: M_u = 2.22 kN*m
- Calcul aux ELS** (unchecked):
 - Effort...: N_s = [] kN
 - Moment...: M_s = [] kN*m
- Coefficients**:
 - durée chargement: θ = 0.85
 - sécurité du béton: γ_b = 1.2
 - sécurité de l'acier: γ_s = 1
- Sections d'armatures**:
 - supérieures: [] cm²
 - inférieures: [] cm²
- Convention signes**:
 - N > 0 : compression
 - M > 0 : tend la fibre inférieure
- Fissuration**:
 - peu préjudiciable
 - préjudiciable
 - très préjudiciable
- Type d'armature**:
 - ronde lisse
 - barre HA.
 - barre HA.
- Géométrie**:
 - Largeur: b = 0.45 m
 - Hauteur: h = 0.45 m
 - Pgs. cdg armatures sup.: d' = 0.03 m
 - Pgs. cdg armatures inf.: c = 0.03 m

A diagram of a rectangular cross-section is shown on the right, labeled "+G", with horizontal lines representing reinforcement bars at the top and bottom.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	31/05/2025
	sans nom	Page 1 / 1

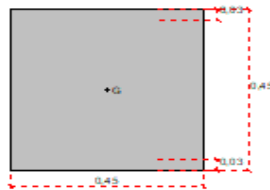
Données saisies :

Largeur section :	0,45 m
Hauteur section :	0,45 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	0,85
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,2
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1
Effort normal ELU :	-51,51 kN
Moment fléchissant ELU :	2,22 kN ² m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,4 cm ²
Section des armatures inférieures :	0,63 cm ²

Section entièrement tendue.



B) Vérification de RPA :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation As ≥ A _{min}	Ferrailage
(45×45)	12HA14=18.48	20.25	CNV	12HA16=24.12 cm ²
(40×40)	12HA14=18.48	16	CV	Vérifier
(35×35)	8HA12=9.05	12.25	CV	Vérifier
(30×30)	8HA12=9.05	9	CV	Vérifier

Tableau VI .1.5 : vérification des exigences de RPA

C) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de $L=60\phi$ (BAEL)

Poteaux 50×50 : $L \geq 60 \times 1.6 = 96 \Rightarrow L = 96$ cm

Poteaux 45×45 : $L \geq 60 \times 1.4 = 84 \Rightarrow L = 84$ cm

Poteaux 40×40 : $L \geq 60 \times 1.2 = 72 \Rightarrow L = 72$ cm

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Poteaux 35×35 : $L \geq 60 \times 1.2 = 72 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$

D) Armatures transversales : (RPA Art.7.4.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{S_t \times h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : Armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : Espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

• Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

E) Calcul d'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

• a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

• L_f : Longueur du flambement d poteau $I_f = 0.707 I_0$.

• I_0 : Longueur libre du poteau.

► Poteaux (45×45) :

Poteau de RDC : : $L = 4.42 - 0.35 = 4,07 \text{ cm}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4.07}{0.45} = 6.4 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Poteau étage service : : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.45} = 4.26 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

► Poteaux (40×40) :

Poteau de 2ème et 3ème étage : : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.4} = 4.8 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

► Poteaux (35×35) :

Poteau de 4ème et 5ème étage : : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.35} = 5.5 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

► Poteaux (30×30) :

Poteau du 6ème étage : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.3} = 6.4 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

F) Espacement des armatures transversales :

► Poteaux (45×45) :4HA16

Zone nodale :

$$b_0 = b - 2c$$

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l; 10 \text{ cm} \right) = \min (13; 19.6; 10) \Rightarrow t < 9.6 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St = 9 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \phi l \right) = \min (22.5; 22.5; 16) \Rightarrow t < 16 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

► Poteaux (40×40) :4HA14

Zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l ; 10 \text{cm} \right) = \min (11.33 ; 8.4 ; 10) \Rightarrow t \leq 8.4 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 8 cm}$$

Zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \phi l \right) = \min (20 ; 20 ; 14) \Rightarrow t \leq 14 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 14 cm}$$

► Poteaux (35×35) :3HA12

Zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l ; 10 \text{cm} \right) = \min (9.6 ; 8.4 ; 10) \Rightarrow t \leq 8.4 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 8cm}$$

Zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \phi l \right) = \min (17.5 ; 17.5 ; 12) \Rightarrow t \leq 12 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 10cm}$$

► Poteaux (30×30) : 3HA12

Zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l ; 10 \text{cm} \right) = \min (8 ; 7.2 ; 10) \Rightarrow t \leq 7.2 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 7 cm}$$

Zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \phi l \right) = \min (15 ; 15 ; 12) \Rightarrow t \leq 12 \text{cm} \Rightarrow \mathbf{St = 10 cm}$$

La quantité d'armature transversale minimale :

$$\frac{At}{t \times b} = 0.3\% \quad \text{au bien} \quad \frac{At}{t \times b} = 0.8\%$$

$$\text{Si } \lambda g \geq 5 \Rightarrow At_{\min} = 0.3\% t \times b$$

$$\text{Si } \lambda g \leq 3 \Rightarrow At_{\min} = 0.8\% t \times b$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Si $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élanement Géométrique des poteaux.

► **Poteaux (45×45) :**

$$\lambda g = 6.4cm > 5$$

Poteau RDC : { $T_n = 9cm$
 $T_c = 15cm$

Zone nodale : $Atmin = 0.003 \times 9 \times 45 = 1.22cm^2$

Zone courante : $Atmin = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 cm^2$

3 < $\lambda g = 4.26cm < 5$ par interpolation

Poteau étage service : { $T_n = 9cm$
 $T_c = 15m$

Zone nodale : $Atmin = 0.003 \times 9 \times 45 = 1,22cm^2$

$$Atmin = 0.008 \times 9 \times 45 = 3.24cm$$

$$Atmin = \frac{3.24+1.22}{2} \rightarrow \mathbf{Atmin 2.23cm^2}$$

Zone courante : $Atmin = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 cm^2$

$$Atmin = 0.008 \times 15 \times 45 = 5.4m$$

$$Atmin = \frac{1.68+4.48}{2} \rightarrow \mathbf{Atmin = 3.71 cm^2}$$

3 < $\lambda g = 4.8 < 5$ par interpolation

► **Poteaux (40×40) :** { $T_n = 8cm$
 $T_c = 14m$

Zone nodale : $Atmin = 0.003 \times 8 \times 40 = 1cm^2$

$$Atmin = 0.008 \times 8 \times 40 = 2.56cm$$

$$Atmin = \frac{1+2.56}{2} \rightarrow \mathbf{Atmin 1.78 cm^2}$$

Zone courante : $Atmin = 0.003 \times 14 \times 40 = 1.68 cm^2$

$$Atmin = 0.008 \times 14 \times 40 = 4.48cm$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$At_{min} = \frac{1.68+4.48}{2} \rightarrow At_{min} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\lambda g = 5.5 \text{ cm} > 5$$

► Poteaux (35×35) : { $T_n = 8 \text{ cm}$
 $T_c = 10 \text{ m}$

Zone nodale : $At_{min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2$

Zone courante : $At_{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

$$\lambda g = 6.4 \text{ cm} > 5$$

► Poteaux (30×30) : { $T_n = 7 \text{ cm}$
 $T_c = 10 \text{ m}$

Zone nodale : $At_{min} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$

Zone courante : $At_{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

Détermination des armatures transversales

Section [cm ²]		ρ_a	Vu [KN]	t [cm]	h [cm]	Fe [MPa]	Atcal [cm ²]	Atmin [cm ²]	Ferrailleage	Atadop [cm ²]
45×4	RDC	2.5	71.0	9	45	500	071	1.22	4HA10	3.14
	ETAGE			15				2.025		
5	SERVIC	3.7	1	15	1.76		2.23	3.71	4HA12	4.52
							E			
40×40		3.7	53.9	8	40		0.81	1	4HA10	3.14
				4			14			
35×35		2.5	41.7	8	35		0.48	1.78	4HA10	3.14
				4			10			
30×30		2.5	29.7	7	30		0.35	0.63	4HA8	2.01
				8			10			

Tableaux VI.1.6: Détermination des armatures transversales des poteaux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

G) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.4.2 du RPA2024 (Zone nodale) comme suit : $lcr = \text{Max}(1.5hc ; lcl / 6 ; 60 \text{ cm})$

► Poteaux 45×45 :

Poteau de RDC : $Lcl = 407 \text{ cm}$

$$lcr = \text{Max}(1.5 \times 45 ; 407 / 6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow lcr = 67.8 \text{ cm.}$$

Poteau de l'étage service : $Lcl = 271 \text{ cm}$

$$lcr = \text{Max}(1.5 \times 45 ; 271 / 6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow lcr = 67.5 \text{ cm.}$$

► Poteaux 40×40 : $Lcl = 271 \text{ cm}$

$$lcr = \text{Max}(1.5 \times 40 ; 271 / 6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow lcr = 60 \text{ cm.}$$

► Poteaux 35×35 : $Lcl = 271 \text{ cm}$

$$lcr = \text{Max}(1.5 \times 35 ; 271 / 6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow lcr = 60 \text{ cm.}$$

► Poteaux 30×30 : $Lcl = 271 \text{ cm}$

$$lcr = \text{Max}(1.5 \times 30 ; 271 / 6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow lcr = 60 \text{ cm.}$$

H) Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Si } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho d = 0.075 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho d = 0.04 \end{cases}$$

Section	V_{\max}	τ_{bu}	ρd	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
45×45	71.01	0.38	0.075	1.875	CV
40×40	53.94	0.36	0.04	1	CV
35×35	41..74	0.37	0.075	1.875	CV
30×30	29.78	0.38	0.075	1.875	CV

Tableau VI.1.7 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1.3. Vérifications à l'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 434.78 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC »

Remarque :

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux.

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 4HA16 = 8.04cm²/face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 4HA14 = 6.16 cm²/face

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 3HA12 = 3.39cm²/face

Poteau (30 × 30) [cm²] → A adoptée = 3HA12 = 3.39cm²/face

► Calcul au Flexion composée.

Section	Ns (KN)	Ms (KN)	A ^{sup} (cm ²)	A ^{inf} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
					sup	inf	sup	inf		
45×45	N _{max} =-999.19	M _{cor} =-1.1	8.04	8.04	4.35	4.47	65.4	66.9	15	434.78
	N _{min} =-384.9	M _{cor} =-3.992			1.86	2.46	28.5	36.2		
	N _{cor} =-868.4	M _{max} =-31.582			2.19	5.47	36.2	78.8		
40×40	N _{max} =-784.19	M _{cor} =-9.921	6.16	6.16	3.65	5.14	56.4	75.4	15	434.78
	N _{min} =-244.71	M _{cor} =-3.531			1.11	1.64	17.2	23.9		
	N _{cor} =-347.06	M _{cor} =-19.395			0.49	3.4	10.6	47.7		
35×35	N _{max} =-439.87	M _{cor} =6.83	3.39	3.39	4.13	2.5	59.9	39.6	15	434.78
	N _{min} =-40.13	M _{cor} =-3.172			0	0.69	-0.43	9.34		
	N _{cor} =-158.93	M _{cor} =-18.41			0	3.77	-22.9	49.1		
30×30	N _{max} =-124.98	M _{cor} =6.668	3.39	3.39	2.47	0.03	33.3	4.1	15	434.78
	N _{min} =-4.02	M _{cor} =-0.032			0.03	0.05	0.53	0.67		
	N _{cor} =-52.65	M _{cor} =-18.989			0	5.89	-158.1	61		

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton : n 15
 Limite élast. acier : f_{e} 500 MPa

Géométrie
 Largeur : b 0,35 m
 Hauteur : h 0,35 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,03 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,03 m

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

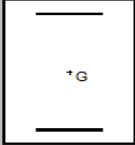
Effort normal : Nu kN Effort .. : Ns 158,9 kN
 Moment fléchissant : Mu kN*m Moment .. : Ms -18,41 kN*m


Sections d'armatures
 supérieures : 3,39 cm²
 inférieures : 3,39 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA



Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	03/06/2025
	sans nom	Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section : 0,35 m
 Hauteur section : 0,35 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{cj} 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_e 500 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15

Effort normal ELS : 158,9 kN
 Moment fléchissant ELS : -18,41 kN*m
 Section armatures supérieures ELS : 3,39 cm²
 Section armatures inférieures ELS : 3,39 cm²

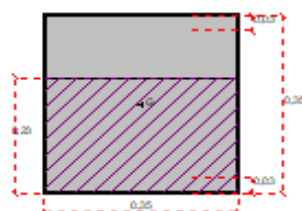
Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0 MPa
 Contrainte des armatures supérieures : -22,9 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : 49,1 MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : 3,77 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15 MPa
 Contrainte admissible des armatures supérieures : 500 MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : 500 MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,23$ m



Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, Le ferrailage est réalisé conformément aux normes RPA 2024

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

► **Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

- $1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.

► **Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :**

- $G + \Psi Q + E_1 \rightarrow$ RPA2024.
- $G + \Psi Q + E_2 \rightarrow$ RPA2024
- $$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Pour ces calculs, les caractéristiques des matériaux suivantes seront utilisées :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.78
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	20.83	500	500

Tableau IV.2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et en situation accidentelle.

► **Recommandations du RPA 2024 : (Article 7.5.2)**

A) Armatures Longitudinales (Article 7.5.2.1)

Selon cet article Le ferrailage des poutres doit respecter un pourcentage minimum d'aciers longitudinaux de 0,5 % de la section totale de la poutre. Le pourcentage maximum est fixé à 6 % en zone de recouvrement et à 4 % en zone courante.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les poutres soumises à de faibles charges verticales et des forces sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée égale à au moins la moitié de celle en appui.

La longueur minimale de recouvrement doit être de 60Φ en zone V

L'ancrage des armatures longitudinales, tant supérieures qu'inférieures, dans les poteaux de rive et d'angle doit être réalisé avec des crochets à 90° .

	$A_{\min} = 0.5\% b h$ [cm ²]	$A_{C_{\max}} = 4\% b h$ [cm ²]	$A_{r_{\max}} = 6\% b h$ [cm ²]
Poutre principale. (30X35)	5.25	42	63
Poutre secondaire. (25X35)	4.38	35	52.5

Tableau VI.2.2 : la section minimal et maximal d'armature

B) Armatures transversales (Article 7.5.2.2)

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$At = 0.003 \times s \times b.$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$S = \min (h/4 ; 24 \phi t ; 17.5cm ; 6 \phi l)$$

Avec : S = espacement des armatures de confinements

- En dehors de la zones critique

$$S' \leq h/2$$

$S' = \min (h/4 ; 12\phi l)$ Si les armatures comprimées sont nécessaires.

Les premières armatures doivent être disposées à un maximum de **5 cm** de l'appui ou de L'encastrement.

VI.2.1. Calcul des armatures.

A) Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les dimensions des armatures des poutres sont établies en

Fonction de quatre principaux types d'éléments

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **P.P**: Poutres principales non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Pv**: Poutres principales reliées aux voiles de contreventement.
- **P.S**: Poutres secondaires non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Sv** : Poutres secondaires reliées aux voiles de contreventement.

Poutre principale (30X35) :

		Combinaison	Moment (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{CNF} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A _{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	M _{sup} =55.796	A _{sup} =3.72	0.93	3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			M _{inf} =-83.796	A _{inf} =5.75		3HA14 (FIL) + 2HA12 (CHAP)	6.88
Nappe Supérieure	Travées		M _{sup} =45.888	A _{sup} =3.03		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			M _{inf} =-70.629	A _{inf} =4.78		3HA14 (FIL)	4.62
Appuis		ELU	M _{sup} =-71.658	A _{sup} =5.79	0.93	3HA14 (FIL) + 2HA12 (chap)	6.88
Travée			M _{sup} =40.143	A _{inf} =3.09		3HA14 (FIL)	4.62

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principales

Poutres principales adhérees aux voiles :

		Combinaison	Moment (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{CNF} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A _{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	M _{sup} =68.501	A _{sup} =4.63	0.93	3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			M _{inf} =-85.183	A _{inf} =5.86		3HA14 (FIL)+2HA12(chap)	6.88
Nappe Supérieure	Travées		M _{sup} =86.206	A _{sup} =5.93		3HA14 (FIL)+2HA12(chap)	6.88
Nappe Inférieure			M _{inf} =-113.812	A _{inf} =8.08		3HA14 (FIL) +3HA12(chap)	10.68
Appuis		ELU	M _{sup} =53.346	A _{sup} =4.19	0.93	3HA14 (FIL)	4.62
Travée			M _{sup} =16.23	A _{inf} =1.21		3HA14 (FIL)	4.62

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles.

Remarque :

On note que le ferrailage le plus défavorable est donné par les combinaisons sismiques.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
PP	Appuis	6HA14+4HA12 =13.76	4.38	CV
	Travées	6HA14 =9.24		CV
PPv	Appuis	6HA14+4HA12=13.76		CV
	Travées	6HA14+6HA12=21.36		CV

Tableau VI.2.5: Vérification des recommandations exigées par le RPA

Poutre secondaire (25X35) :

		Combinaison	Moment (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{CNF} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A _{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	M _{sup} =50.215	A _{sup} =3.37	0.77	3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			M _{inf} =-59.119	A _{inf} =4		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Supérieure	Travées		M _{sup} =40.428	A _{sup} =2.68		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			M _{inf} =-45.551	A _{inf} =3.04		3HA14 (FIL)	4.62
Appuis	ELU	M _{sup} =-37.72	A _{sup} =2.93	0.77	3HA14 (FIL)	4.62	
Travée		M _{sup} =18.6	A _{inf} =1.4		3HA14 (FIL)	4.62	

Tableau VI.2.6 : Ferrailage des poutres secondaires

Poutres secondaires adhérees aux voiles :

		Combinaison	Moment (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{CNF} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A _{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	M _{sup} =73.66 3	A _{sup} =5.0 8	0.77	3HA14 (FIL)+2HA12(chap)	6.88
Nappe Inférieure			M _{inf} =-79.218	A _{inf} =5.5		3HA14 (FIL)2HA12(chap)	6.88
Nappe Supérieure	Travées		M _{sup} =98.35 6	A _{sup} =7.0 7		3HA14 (FIL)=2HA14(chap)	7.7
Nappe Inférieure			M _{inf} =-95.62	A _{inf} =6.79		3HA14 (FIL)+2HA12(chap)	6.88
Appuis	ELU	M _{sup} =-28.735	A _{sup} =2.1 9	0.77	3HA12 (FIL)	3.32	
Travée		M _{sup} =20.69 9	A _{inf} =1.56		3HA12 (FIL)	3.32	

Tableau VI.2.7: Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Remarque :

On note que le ferrailage le plus défavorable est donné par les combinaisons sismiques

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
PS	Appuis	6HA14 =9.24	5.25	CV
	Travées	6HA14 =9.24		CV
PSv	Appuis	6HA14+4HA12 =13.76		CV
	Travées	6HA14+4HA14 =13.76		CV

Tableau VI.2.8: Vérification des recommandations exigées par le RPA

B) Armatures transversales

► Poutres principales

Espacement maximum des armatures transversales :

$$\underline{\text{Zone nodale}} : S = \min (h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5\text{cm} ; 6 \phi_l) \Rightarrow St = 8.5 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{Zone courante}} : St \leq h/2 = 35/2 = 20 \Rightarrow St = 15\text{cm.}$$

D'où :

$$\text{Zone nodale} : At = 0.003 . s . b = 0.003 \times 7.5 \times 30 \Rightarrow At = 0.68 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone courante} : At = 0.003 . s . b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow At = 1.35\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } At = 4\text{HA8 (étrier + cadre de } \phi 8) = 2.01 \text{ cm}^2.$$

► Poutres secondaires :

Espacement maximum entre les armatures transversales :

$$\underline{\text{Zone nodale}} : S = \min (h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5\text{cm} ; 6 \phi_l) \Rightarrow St = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{Zone courante}} : St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Zone nodale : $At = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 7.5 \times 30 \Rightarrow At = 0.68 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $At = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow At = 1.35 \text{ cm}^2$.

Soit : $At = 4\text{HA}8$ (étrier + cadre de $\varnothing 8$) = 2.01 cm^2 .

VI.2.3. Vérification à L'ELU :

Les différentes vérifications à l'ELU sont effectuées par la suite.

A) Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

► Poutres principales:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times 30 \times 32 = 0.93 \text{ cm}^2$$

► Poutres secondaire:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times 25 \times 32 = 0.77 \text{ cm}^2$$

B) Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \tau = \min \left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

► Poutres principales (P.P , P.Pv) :

	Tu (KN)	σ (MPa)	σ (MPa)	Observation
PP	63.97	0.666	3.33	CV
PPv	104.15	1.085	3.33	CV

► Poutres secondaires (P.S , PSv) :

	Tu (KN)	σ (MPa)	σ (MPa)	Observation
PS	32.48	0.406	3.33	CV
PSv	73.16	0.915	3.33	CV

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

C) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32 BAEL 91):

$$T_u \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	Tu (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
PP	63.97	483.84	CV
PPv	104.15	483.84	CV
PS	32.48	403.2	CV
PSv	73.16	403.2	CV

D) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

Poutres principales non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = (2 \times \pi \times 12) = 207.24 \text{ mm}$$

Poutres principales adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

Poutres secondaires non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = (2 \times \pi \times 12) = 207.24 \text{ mm}$$

Poutres secondaires adhérentes au voile : (intermédiaire)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = (2 \times \pi \times 12) = 207.24 \text{ mm}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Tu (KN)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
PP	63.97	1.07	3.15	CV
PP _v	104.15	0.5		CV
PS	32.48	1.07		CV
PS _v	73.16	1.07		CV

Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t08} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le ϕ_{14} :
$$L_s = \frac{1.4 \times 500}{4 \times 2.835} = 61.73 \text{ cm}$$

Les armatures doivent être équipées de crochets d'une longueur appropriée, car la longueur de scellement est cruciale, dépassant la largeur du poteau dans lequel elles seront ancrées. La longueur mesurée hors crochets doit être d'au moins 0,5 Ls pour les aciers HA.

Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_{ad} = 0.5 L_s = 0.5 \times 61.73 = 30.865\text{cm}$

VI.4. Vérifications à l'ELS :

Poutre principale (30X35).

		Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\square\square}$ (MPa)	obs
Pp	Travée	13.412	4.62	2.69	-102.2	15	434.78	CV
	Appuis	-27.502	6.88	0	43.8	15	434.78	CV
Ppv	Travée	14.945	10.68	1.9	-77.3	15	434.78	CV
	Appuis	-20.851	6.88	0	-50.3	15	434.78	CV

Poutre secondaire (25X35).

		Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\square\square}$ (MPa)	obs
Ps	Travée	28.783	4.62	6.3	-220.5	15	434.78	CV
	Appuis	-51.887	4.62	0	107.2	15	434.78	CV
Psv	Travée	11.636	6.88	2.06	-60.5	15	434.78	CV
	Appuis	-38.645	6.88	0	68.8	15	434.78	CV

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

IV.3. Ferrailages des voiles :

Introduction

Une structure en voile est composée de murs porteurs interconnectés par des planchers, permettant ainsi de supporter à la fois les charges verticales et horizontales. Ces murs jouent un rôle crucial en transférant les charges verticales (le poids de la structure) et en assurant la stabilité face aux charges horizontales, telles que celles générées par un séisme.

Le calcul de cette structure se déroule en trois étapes :

1. Répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
2. Analyse des sollicitations au sein de chaque section de voile.
3. Détermination du ferrailage requis.

Pour répondre à ces sollicitations, trois types d'armatures seront prévues :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA 2024(Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + 0.3Q \pm E1$
- $G + 0.3Q \pm E2$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Les exigences du RPA 2024 pour le ferrailage des voiles :

- **Règles communes :**

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.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

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 : $A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$

Avec : $\bar{v} = 1.4V_u$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.40) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de (50ϕ)

Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment

Qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous – sol, RDC

Zone II : 1^{ème} ; 2^{ème} étage

Zone III : 3^{ème} ; 4^{ème} étage

Zone IV : 5^{ème} ; 6^{ème} étage

❖ **Ferrailage des voiles de contreventement :**

❖ **Sens longitudinal :**

❖ **Voile : 1.40m.**

Évaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$$

$$V_d = \frac{1047.29 \times 10^3}{(1175 \times 200 + 450 \times 450) \times 25} = 0.096 \leq 0.40 \Rightarrow CV$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage) :

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (01)).

$$H_w = 22.78 \text{ m} \Rightarrow L_w = 1.40 \text{ m}$$

$$H_w/l_w = 22.78/1.40 = 16.27 > 2 \quad (\text{voile élancé})$$

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (RPA-2024):

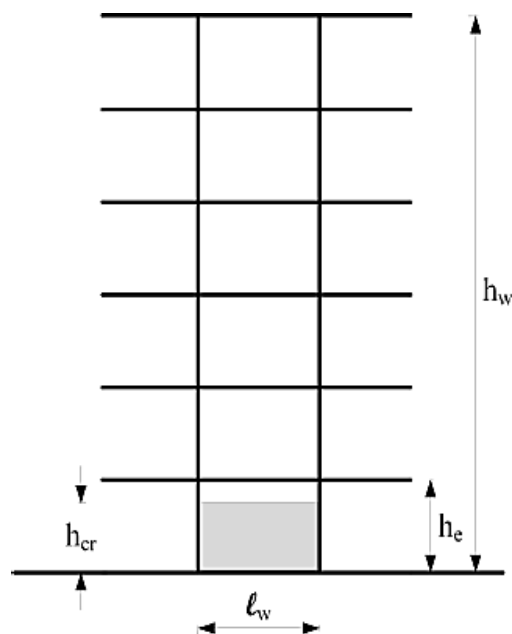


Figure.VI.3.1 : Zone critique à la base du voile (RPA2024)

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right) \Rightarrow h_{cr} = \max \left(1.4, \frac{22.78}{6} \right) \Rightarrow h_{cr} = 3.80 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 3.80 \text{ m} \leq \begin{cases} 2 \times 1.4 = 2.8 \text{ m} \\ 2 \times 4.07 = 8.14 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc on prend la $h_{cr} = 2.8 \text{ m}$

❖ Enveloppe du diagramme des moments fléchissant :

Le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du voile (Figure 02).

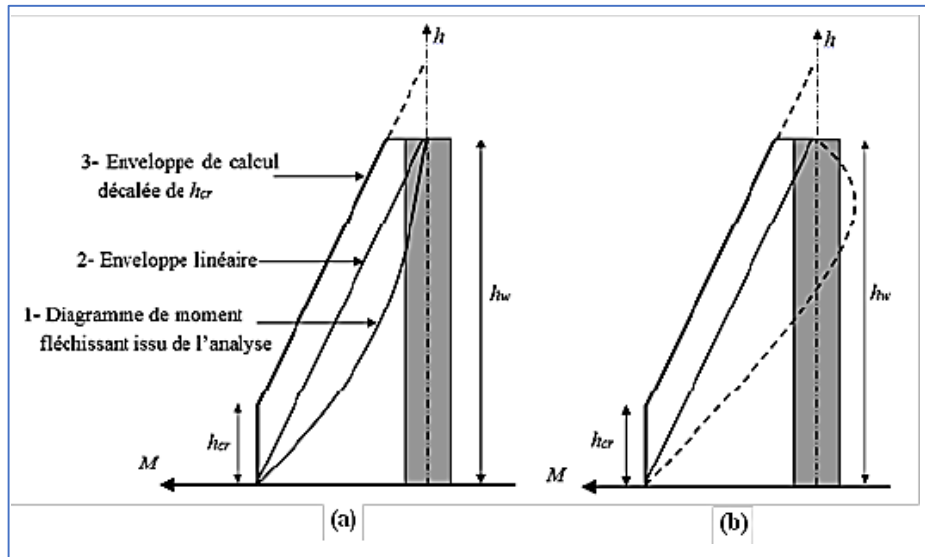


Figure.VI.3.2 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA-2024)

Diagramme des moments amplifié du voile de L=1.40 m :

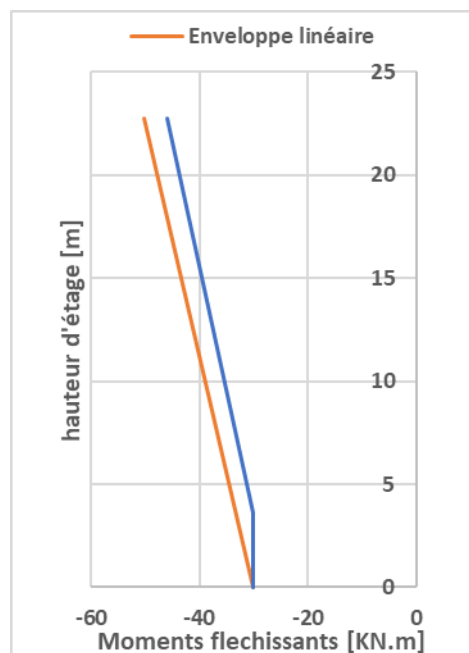


Figure.VI.3.3 : Diagramme amplifié du voile de 1.4 m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Dimensionnement des éléments de rives (2 éléments différents) :

Longueur de confinement : l_c

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 $\epsilon_{cu} = 0,35\%$.

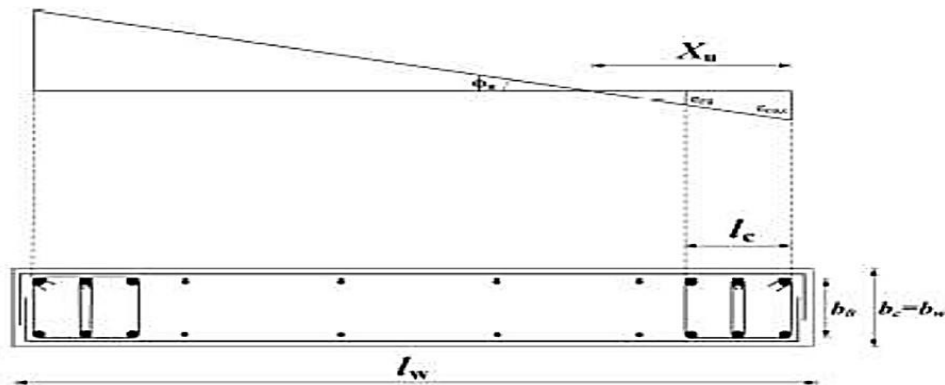


Figure.VI.3.4 : Eléments de rives pour les voiles (RPA2024)

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow l_c \geq \max(0.15 \times 1.4 ; 1.5 \times 0.2) \Rightarrow l_c \geq 0.30 \text{ m}$$

On prend $l_c = 0.40 \text{ m}$.

Largeur de confinement b_c :

- L'épaisseur, b_c des parties confinées (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 20 cm.

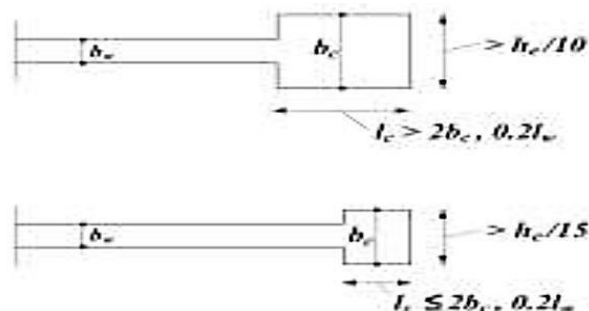


Figure.VI.3.5 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés (RPA2024)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

► éléments de rives 1 : $bc = 0.45m$

$$Si : l_c \leq \max (2*0.45 ; 0.2*1.4) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq \max (0.90 ; 0.28) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq 0.90m$$

$$Alors. bc = 0.45 m > h_e/15 = 2.71 / 15 = 0.18m.$$

$$On a; bc = 0.45m > 0.18m \Rightarrow (C.V)$$

Donc : $bc = 0.45m$

► éléments de rives 2 : $bc = 0.20m$

$$Si : l_c \leq \max (2*0.20 ; 0.2*1.4) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq \max (0.40 ; 0.28) \Rightarrow l_c = 0.40 m = 0.40m$$

$$Alors. bc = 0.20 m > h_e/15 = 2.71 / 15 = 0.18m.$$

$$On a; bc = 0.20m > 0.18m \Rightarrow (C.V)$$

Donc : $bc = 0.20m$

► Ferrailage des éléments de rives :

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égale à 0.5% de la surface de la zone confinée.

- **Élément de rive 1 :**

$$A_{min} = 0.5\% * b_0 * l_c \Rightarrow A_{min} = 0.5\% * 40 * 40 \Rightarrow A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

- **Élément de rive 2 :**

$$A_{min} = 0.5\% * b_0 * l_c \Rightarrow A_{min} = 0.5\% * 15 * 40 \Rightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

- **Armatures verticales. (Plus défavorable sous combinaisons sismiques).**

Voile	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix d'armatures
VL (1.40m)	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-1047.29	-13.182	0	12HA12 = 13.58 cm ² (esp = 13cm)

Tableau VI.3.1 : Armatures verticales voile 2.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Ferrailage de l'âme (RPA2024) :

• 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.

Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

En utilisant des armatures de diamètre HA10 :

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq b_w/8$$

$$8\text{mm} \leq 10\text{mm} \leq 25\text{mm}$$

Donc la condition est vérifiée.

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.

- Espacement choisi est : **S = 15cm.**

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

• Armatures horizontales (RPA-2024).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant.

$$\frac{A_h}{s} > \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e}$$

- V : effort tranchant de calcul, $\bar{v} = 1.4V_u$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$Z = h - 2d'$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}, \quad z = 118 \text{ cm}, \quad S = 10 \text{ cm}, \quad V = 9.44 \text{ Kn.}$$

$$A_h = \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e} \times S = \frac{(9.44 \times 1.4) \times 10}{118 \times 500} \times 10 \Rightarrow A_h = 0.022 \text{ cm}^2$$

$$A_h > 0.022 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_h = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

- **Éléments de rives 1 :**

$$A_v(\text{rive}) = 12 \text{ HA12} = 13.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 * 40 * 40 = 8 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

- **Éléments de rives 2 :**

$$A_v(\text{rive}) = 8 \text{ HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 * 15 * 40 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

Les armatures 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 :

$$S_t \leq \min (b_0/3, 12.5 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_l)$$

Avec : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi_l \geq 12 \text{ mm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

-éléments de rives 1 :

$$S_t \leq \min (40/3; 12.5; 6(1.2))$$

$$S_t \leq \min (8.33; 12.5; 7.2)$$

$$S_t = 7 \text{ cm (sur hcr)}$$

-éléments de rives 2 :

$$S_t \leq \min (15/3; 12.5; 6(1.2))$$

$$S_t \leq \min (5; 12.5; 7.2)$$

$$S_t = 5 \text{ cm (sur hcr)}$$

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 (hcr) et doit satisfaire les conditions :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_t \geq 0.09 \text{St. } b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \text{St. } b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive.
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

❖ éléments de rives 1 :

$$b_0 = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 7 \times 40 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.26 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 7 \times 40 \times \left(\frac{2025}{1600} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.12 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{HA8} = 3.02 \text{ cm}^2$$

(Soit 3 cadres)

❖ éléments de rives 2 :

$$b_0 = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 20 \times 45 = 900 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 15 \times 40 = 600 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.34 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{900}{600} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.56 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

(Soit 2 cadres)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Armatures verticales.

	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix D'armatures Bc ₁	Le choix D'armatures Bc ₂	A _H (cm ²)	Le choix d'armatures
Zone 1	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-1047.29	-13.182	0	12HA12	8HA12	Ah=0.022 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
		Lc=40cm et Bc ₁ =45cm et Bc ₂ =20cm						
Zone 2	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-916.21	-26.5	0	12HA12	8HA12	Ah=0.039 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
		Lc=35cm et Bc ₁ =40cm et Bc ₂ =20cm						
Zone 3	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-575.94	-38	0	8HA12	6HA12	Ah=0.075 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
		Lc=30cm et Bc ₁ =35cm et Bc ₂ =20cm						
Zone 4	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-156.21	-51	0	8HA12	6HA12	Ah=0.10 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
		Lc=25cm et Bc ₁ =30cm et Bc ₂ =20cm						

Tableau VI.3.2 : Armatures verticales élément de rive.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Règles communes :

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\text{Zone 1} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 2} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 3} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 4} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

-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 :

$$\bar{v} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{v}}{f_e} = 1.1 \times \frac{5.37 \times 1.4}{500} = 0.016 \text{ KN}$$

❖ Justification de la condition de la ductilité locale :

-éléments de rives 1 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$$L_{Tot} = \text{La section d'étrier} = 372 \text{ cm.}$$

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 372 \times 1}{45 \times 45 \times 7} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.31$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{(13^2 \times 12)}{6 \times 40 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.79$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \times \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.83$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.79 \times 0.83 = 0.66$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.66 \times 0.31 \Rightarrow \alpha_{Wwd} = 0.21$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.677 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{cd} = M_{rd} = -27 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{-27}{-27} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{6.28}{(162.5 - 2 \times 40) \times 20} \times 24 \Rightarrow W_V = 0.091$$

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \times 7.18 \times (0.096 + 0.091) \times 0.0025 \times \frac{45}{40} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.21 \geq 0.078 \Rightarrow CV$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des élément de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.096 + 0.091) \times \frac{162.5 \times 45}{40}$$

$$X_u = 34.19 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.21 \Rightarrow \varepsilon_{cu,c} = 0.0245$$

$$L_{c,calcul} = X_u \cdot \left(1 - \frac{s_{cu}}{s_{cu,c}} \right) = 34.19 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0245} \right)$$

$$L_{c,calcul} = 29.31 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (C.V)$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-éléments de rives 2 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

L_{Tot} = La section d'étrier = 166cm.

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 166 \times 1}{20 \times 45 \times 5} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.44$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{(15^2 \times 2) + (13^2 \times 6)}{6 \times 15 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.59$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right) = \left(1 - \frac{5}{2 \times 15} \right) \times \left(1 - \frac{5}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.78$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.59 \times 0.78 = 0.46$$

$$\alpha_{W_{wd}} = 0.46 \times 0.44 \Rightarrow \alpha_{W_{wd}} = 0.20$$

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.677 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = -27 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{-27}{-27} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{6.28}{(162.5 - 2 \times 40) \times 20} \times 24 \Rightarrow W_v = 0.091$$

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{W_{wd}} \geq 30 \cdot u\phi \cdot (V_d + W_v) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

$$\alpha_{W_{wd}} \geq 30 \times 7.18 \times (0.096 + 0.091) \times 0.0025 \times \frac{20}{15} - 0.035$$

$$\alpha_{W_{wd}} = 0.20 \geq 0.099 \Rightarrow \text{CV}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$
$$X_u = (0.096 + 0.091) \times \frac{162.5 \times 20}{15}$$
$$X_u = 40.52 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.20 \Rightarrow \varepsilon_{cu,c} = 0.0235$$

$$l_{c,calcul} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 40.52 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0235} \right)$$

$$l_{c,calcul} = 34.49 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

❖ **Sens transversal :**

❖ **Voile : 1.80m.**

Évaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$$

$$V_d = \frac{1393.02 \times 10^3}{(1575 \times 200 + 450 \times 450) \times 25} = 0.11 \leq 0.40 \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage) :**

$$H_w = 22.78 \text{ m} \Rightarrow L_w = 1.80 \text{ m}$$

$$H_w / l_w = 22.78 / 1.80 = 12.66 > 2 \quad (\text{voile élancé})$$

Évaluation de la hauteur (hcr) de la zone critique du voile (RPA-2024):

La hauteur, hcr, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

- $hcr = \max \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right) \Rightarrow hcr = \max \left(1.8, \frac{22.78}{6} \right) \Rightarrow hcr = 3.80 \text{ m}$
- $hcr \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$h_{cr} = 3.80 \text{ m} \leq \begin{cases} 2 \times 1.8 = 3.6 \text{ m} \\ 2 \times 4.07 = 8.14 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc on prend la $h_{cr} = 3.6 \text{ m}$

Diagramme des moments amplifié du voile de $L=1.80 \text{ m}$:

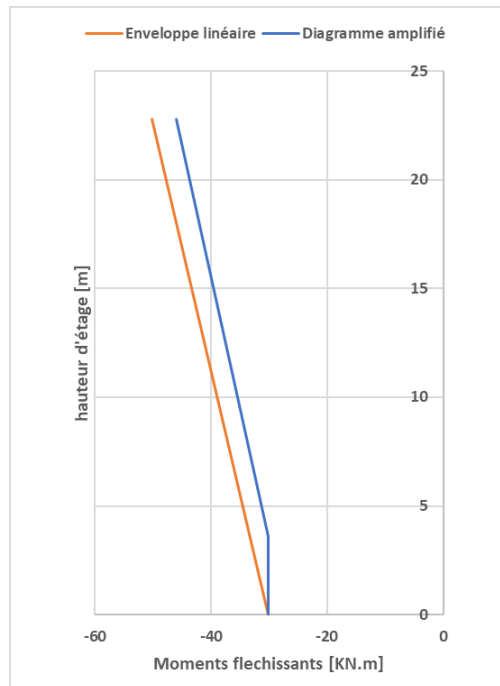


Figure.VI.3.6 : Diagramme amplifié du voile de 1.8 m

Dimensionnement des éléments de rives (2 éléments différents) :

Longueur de confinement : l_c

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow l_c \geq \max(0.15 \times 1.8 ; 1.5 \times 0.2) \Rightarrow l_c \geq 0.30 \text{ m}$$

On prend $l_c = 0.40 \text{ m}$.

Largeur de confinement b_c :

- L'épaisseur, b_c des parties confinées (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 20 cm.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-éléments de rives 1 : $bc = 0.45m$

$$Si : l_c \leq \max (2*0.45 ; 0.2*1.8) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq \max (0.90 ; 0.36) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq 0.90m$$

$$\text{Alors. } bc = 0.45 m > h_e/15 = 2.71 / 15 = 0.18m.$$

$$\text{On a; } bc = 0.45m > 0.18m \Rightarrow (C.V)$$

Donc : $bc = 0.45m$

éléments de rives 2 : $bc = 0.20m$

$$Si : l_c \leq \max (2*0.20 ; 0.2*1.8) \Rightarrow l_c = 0.40m \leq \max (0.40 ; 0.36) \Rightarrow l_c = 0.40 m = 0.40m$$

$$\text{Alors. } bc = 0.20 m > h_e/15 = 2.71 / 15 = 0.18m.$$

$$\text{On a; } bc = 0.20m > 0.18m \Rightarrow (C.V)$$

Donc : $bc = 0.20m$

Ferrailage des éléments de rives :

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égale à 0.5% de la surface de la zone confinée.

- **Élément de rive 1 :**

$$A_{\min} = 0.5\% * b_0 * l_c \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% * 40 * 40 \Rightarrow A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

- **Élément de rive 2 :**

$$A_{\min} = 0.5\% * b_0 * l_c \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% * 15 * 40 \Rightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

- **Armatures verticales. (Plus défavorable sous combinaisons sismiques).**

Voile	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix d'armatures
VL (1.40m)	G + 0.3Q ± E1	-	-30.198	0	12HA12 = 13.58 cm ² (esp = 13cm)
	G + 0.3Q ± E2 ELU	1393.02			

Tableau VI.3.3 : Armatures verticales voile 2.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Ferrailage de l'âme (RPA2024) :

• Aciers verticaux.

En utilisant des armatures de diamètre HA10 :

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq b_w/8$$

$$8\text{mm} \leq 10\text{mm} \leq 25\text{mm}$$

Donc la condition est vérifiée.

Espacement choisi est : **S = 15cm.**

• Armatures horizontales (RPA-2024).

$f_e = 500 \text{ Mpa}$, $z = 157.5 \text{ cm}$, $S = 10 \text{ cm}$, $V = 15.72 \text{ Kn}$.

$$A_h = \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e} \times S = \frac{(15.72 \times 1.4) \times 10}{118 \times 500} \Rightarrow A_h = 0.037 \text{ cm}^2$$

$$A_h > 0.037 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

• Éléments de rives 1 :

$$A_{v(\text{rive})} = 12 \text{ HA12} = 13.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 \times 40 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

• Éléments de rives 2 :

$$A_{v(\text{rive})} = 8 \text{ HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 \times 15 \times 40 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

Les armatures 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 :

$$S_t \leq \min (b_0/3, 12.5 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_t)$$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

-éléments de rives 1 :

$$St \leq \min (40/3; 12.5; 6(1.2))$$

$$St \leq \min (8.33; 12.5; 7.2)$$

$$St = 7 \text{ cm (sur hcr)}$$

-éléments de rives 2 :

$$St \leq \min (15/3; 12.5; 6(1.2))$$

$$St \leq \min (5; 12.5; 7.2)$$

$$St = 5 \text{ cm (sur hcr)}$$

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 (hcr) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09 St. b_0. \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 St. b_0. \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right). \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive.
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

❖ **éléments de rives 1 :** $b_0 = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$

$$A_g = 45 * 45 = 2025 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 40 * 40 = 1600 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 7 \times 40 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.26 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 7 \times 40 \times \left(\frac{2025}{1600} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.12 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ cadres})$$

❖ **éléments de rives 2 :** $b_0 = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$

$$A_g = 20 * 45 = 900 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 15 * 40 = 600 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.34 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{900}{600} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.56 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ cadres})$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Armatures verticales.

	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix D'armatures Bc ₁	Le choix D'armatures Bc ₂	A _H (cm ²)	Le choix d'armatures
Zone 1	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-1393.02	-30.198	0	12HA12	8HA12	Ah=0.037 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
					Lc=40cm	et Bc ₁ =45cm	et Bc ₂ =20cm	
Zone 2	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-1125.39	-36	0	12HA12	8HA12	Ah=0.043 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
					Lc=35cm	et Bc ₁ =40cm	et Bc ₂ =20cm	
Zone 3	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-702.05	-40.8	0	8HA12	6HA12	Ah=0.055 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
					Lc=30cm	et Bc ₁ =35cm	et Bc ₂ =20cm	
Zone 4	G + 0.3Q ± E1 G + 0.3Q ± E2 ELU	-213.32	-43	0	8HA12	6HA12	Ah=0.074 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
					= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
					Lc=25cm	et Bc ₁ =30cm	et Bc ₂ =20cm	

Tableau VI.3.4 : Armatures verticales élément de rive.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Règles communes :

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\text{Zone 1} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 2} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 3} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 4} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72 \text{ cm}$$

-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 :

$$\bar{v} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{v}}{f_e} = 1.1 \times \frac{16.41 \times 1.4}{500} = 0.051 \text{ KN}$$

❖ Justification de la condition de la ductilité locale :

-éléments de rives 1 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$$L_{Tot} = \text{La section d'étrier} = 372 \text{ cm.}$$

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 372 \times 1}{45 \times 45 \times 7} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.31$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{(13^2 \times 12)}{6 \times 40 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.79$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \times \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.83$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.79 \times 0.83 = 0.66$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.66 \times 0.31 \Rightarrow \alpha_{Wwd} = 0.20$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.677 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = -27 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4,5}{1,1} \times \frac{-27}{-27} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{7.86}{(202.5 - 2 \times 40) \times 20} \times 24 \Rightarrow w_v = 0.077$$

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \times 7.18 \times (0.11 + 0.077) \times 0.0025 \times \frac{45}{40} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.20 \geq 0.078 \Rightarrow \text{CV}$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.11 + 0.077) \times \frac{202.5 \times 45}{40}$$

$$X_u = 42.60 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu;c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.20 \Rightarrow \varepsilon_{cu;c} = 0.0235$$

$$L_{c,calcul} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu;c}} \right) = 42.60 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0235} \right)$$

$$L_{c,calcul} = 36.25 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

éléments de rives 2 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

L_{Tot} = La section d'étrier = 167.32cm.

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 167.32 \times 1}{20 \times 45 \times 5} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.45$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{(15^2 \times 2) + (13.33^2 \times 6)}{6 \times 15 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.59$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right) = \left(1 - \frac{5}{2 \times 15} \right) \times \left(1 - \frac{5}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.78$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.59 \times 0.78 = 0.46$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.46 \times 0.45 \Rightarrow \alpha_{Wwd} = 0.21$$

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.677 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = -27 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{-27}{-27} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{7.86}{(202.5 - 2 \times 40) \times 20} \times 24 \Rightarrow W_v = 0.076$$

La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot (V_d + W_v) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \times 7.18 \times (0.11 + 0.076) \times 0.0025 \times \frac{45}{40} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.21 \geq 0.077 \Rightarrow \text{CV}$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des élément de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.11 + 0.076) \times \frac{202.5 \times 45}{40}$$

$$X_u = 42.37 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.21 \Rightarrow \varepsilon_{cu,c} = 0.0245$$

$$L_{c,calcul} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 42.37 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0245} \right)$$

$$L_{c,calcul} = 36.32 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement : Selon l'art 7.7.2 RPA2024.**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \bar{v} = 1.4Vu$$

b_w : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

$$V_{L1} = 1.40 \text{ m}$$

$$V_{L2} = 1.80 \text{ m}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Zone	Effort tranchant (KN)		σ_b (MPa)		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
	V_{L1}	V_{L2}	V_{L1}	V_{L2}		
Zone I	9.44	0.41	0.052	0.002	5	CV
Zone II	16.59	4.56	0.092	0.02		CV
Zone III	31.82	19.36	0.18	0.08		CV
Zone IV	42.81	7.32	0.24	0.032		CV

Tableau VI-3-5- Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.

- **Vérification des Contraintes dans le Béton.**

Les sections choisies seront vérifiées à l'état limite de service (ELS). Pour cela, nous déterminerons les contraintes maximales dans le béton et l'acier afin de les comparer aux valeurs admissibles.

La contrainte admissible de l'acier est de $\bar{\sigma}_s=15$ MPa.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B \times 15.A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Zone	Ns (KN)		σ_b (MPa)		$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
	V_{L1}	V_{L2}	V_{L1}	V_{L2}		
Zone I	760.74	1012.57	11.46	12.24	15	CV
Zone II	665.02	817.43	10.01	9.88		CV
Zone III	418.4	510.36	9.45	9.25		CV
Zone IV	114.21	-155.94	2.58	2.83		CV

Tableau VI-3-6- Vérification des contraintes dans le béton



Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations assurent le transfert des efforts de la superstructure vers le sol. Selon les conditions du terrain, ce transfert peut se faire directement (fondations superficielles comme les semelles ou le radier) ou à l'aide d'éléments profonds (comme les puits ou les pieux). Elles reçoivent divers efforts : charges verticales, forces horizontales (notamment sismiques) et moments.

VII.1. Différents Types de Fondations

a. Fondations superficielles

Les fondations superficielles conviennent aux sols à bonne capacité portante. Elles transmettent directement les charges de la structure au sol. Les types les plus courants sont :

- Les semelles isolées
- Les semelles filantes
- Le radier

b. Fondations semi-profondes :

Utilisées lorsque le sol en surface est peu résistant, les fondations semi-profondes permettent d'atteindre une couche de sol plus stable située entre 4 et 10 fois la largeur de la fondation ($4m < D/B < 10m$). Le type le plus courant est les puits.

c. Fondations Profondes :

Sont nécessaire lorsque le sol de surface est très peu résistant ou que la couche stable se trouve en grande profondeur ($D/B > 10$). Ce type de fondation assure le transfert des charges vers des couches plus profondes par l'intermédiaire d'éléments comme les pieux.

Avec : D : profondeur d'ancrage ; B : largeur de la fondation.

VII.1.2. Étude Géotechnique du Sol

Le choix du type de fondation est basé sur une étude du sol qui permet d'évaluer sa portance et ses caractéristiques. L'analyse a permis de retenir les points suivants :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2$ bars à 2 mètres de profondeur
- Il n'existe aucune nappe phréatique, ce qui limite les risques d'instabilité liés à l'eau

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

VII.1.3. Choix du Type de Fondation

Le choix du type de fondation dépend à la fois des caractéristiques de la superstructure et des conditions géotechniques et topographiques du site. Plusieurs facteurs sont pris en compte :

- La stabilité globale de l'ouvrage
- La facilité et la simplicité d'exécution
- Le coût de réalisation
- La capacité portante du sol
- L'importance et le poids de la superstructure
- Le comportement du sol face au tassement

► **Les combinaisons de charges verticales et sismiques sont spécifiées ci-dessous :**

Selon le RPA2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1 = G + 0.3Q \pm 1.4E_x \pm (1.4 \times 0.3) E_y \rightarrow \text{RPA 2024.}$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2 = G + 0.3Q \pm 1.4E_y \pm (1.4 \times 0.3) E_x \rightarrow \text{RPA 2024.}$$

Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

VII.1.4. Dimensionnement

Nous allons procéder au prédimensionnement des fondations et choisir le type adéquat à notre structure.

VII.1.4.1. Semelles Isolées :

a. Pré dimensionnement.

Lors du prédimensionnement, il convient de prendre en compte uniquement l'effort normal N_{ser} , qui est déterminé à la base de chacun des poteaux de l'entresol.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

N_{smax} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS.

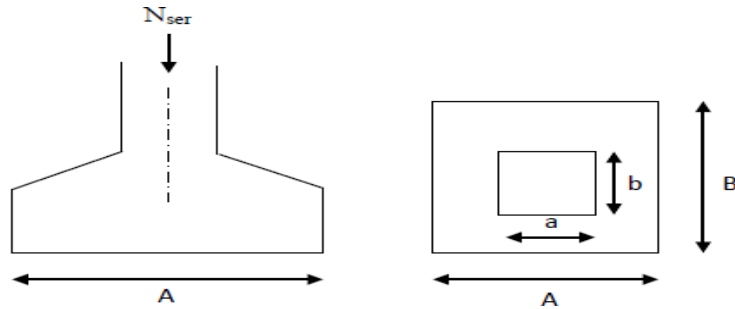
S : Surface de la semelle ($S=A \times B$).

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \text{ Avec: } a = b \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}}$$



Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec:

$$N_{Smax} = 1819.95 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{1819.95}{200}} = 3.02 \Rightarrow A = B = 3.10 \text{ m}$$

Remarque : il y a un risque de chevauchement des semelles distance entre axes 3.10 m.

La section totale des semelles sous poteau :

$$S = n \times B^2 = 32 \times (3.10)^2 \Rightarrow S = 307.52 \text{ m}^2$$

Avec : n : nombre total des poteaux.

La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 26.4 \times 15.2 \Rightarrow S_{bat} = 401.28 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 307.52 > 50\% S_{bat} = 212.50 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que les dimensions des semelles isolées sont très importantes, ce qui va entraîner des chevauchements. On passe au choix des semelles filantes.

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

VII.1.4.2. Semelles filantes :

Nous allons procéder au prédimensionnement des semelles filantes afin d'estimer par la suite la surface occupée par rapport à 50% de la surface totale du bâtiment.

a- Le pré dimensionnement :

- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \mathbf{B} \geq \frac{G + Q}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

► Sens longitudinale :

Voile	$\bar{\sigma}_{sol}$	Ns (KN)	nvoile	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{X1}	200	760.74	3	1.2	3.2	11.52

Voile	$\bar{\sigma}_{sol}$	Ns (KN)	nvoile	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{X2}	200	300.97	2	0.8	1.9	3.04

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

► Sens transversale :

Voile	$\bar{\sigma}_{sol}$	Ns (KN)	nvoile	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{Y1}	200	545.37	3	1.2	2.27	8.16

Voile	$\bar{\sigma}_{sol}$	Ns (KN)	nvoile	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{Y2}	200	1012.57	2	1.6	3.16	10.12

Voile	$\bar{\sigma}_{sol}$	Ns (KN)	nvoile	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{Y3}	200	338.16	1	1	1.69	1.69

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

-La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 11.52 + 3.04 + 8.16 + 10.12 + 1.69 \Rightarrow S_v = 34.53 \text{ m}^2$$

-Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C ₂₁	953.91	15.752	-6.10	-15025.99
C ₂₂	978.47	0.619	1.70	1663.399
C ₅₀	932.55	-7	-1.70	-1585.335
C ₅₂	945.07	-9.14	6.10	5764.937
	Σ=3810	Σ=0.231		Σ=-9182.99

Tableau VII.3 : le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces.

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-9182.99 + 0.231}{3810} \right| \Rightarrow e = 2.41 \text{ m}$$

Avec :

$$R = \sum N_s$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle.

$$e = 2.41 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{12.6}{6} = 2.1 \text{ m}$$

-Répartition trapézoïdale :

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3810}{12.6} \left(1 - \frac{6 \times 2.4}{12.6}\right) \Rightarrow q_{min} = -43.2 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3810}{12.6} \left(1 + \frac{6 \times 2.4}{12.6}\right) \Rightarrow q_{max} = 647.96 \text{ KN/ml.}$$

$$q(L/4) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3810}{12.6} \left(1 + \frac{3 \times 2.4}{12.6}\right) \Rightarrow q(L/4) = 475.17 \text{ KN/ml.}$$

- Détermination de la largeur de la semelle.

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{475.17}{200} = 2.37 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2.4 \text{ m}$.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n = 2.4 \times 12.6 \times 7 \Rightarrow S_p = 211.68 \text{ m}^2$$

Avec :

n: Nombre de portique dans le sens considéré.

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 34.53 + 211.68 \Rightarrow S_t = 246.21 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 401.28 \text{ m}^2$$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 246.21 > 50\% S_{bat} = 200.64 \text{ m}^2$$

► Conclusion

La grande largeur des semelles entraîne un chevauchement, ce qui fait que leur surface dépasse 50 % de celle du bâtiment. Pour cette raison, nous choisirons d'opter pour un radier général.

VI-2- Étude du Radier Général

Le radier est une fondation superficielle agissant comme un plancher inversé. Il est soutenu par les poteaux de la structure et transmet les charges au sol tout en amortissant la pression grâce à son propre poids. Ses principales caractéristiques sont :

- Une bonne rigidité dans le plan horizontal
- Une répartition uniforme des charges sur le sol
- Une mise en œuvre simplifiée du coffrage
- Une exécution rapide sur chantier

VI-2- 1-Pré dimensionnement du radier.

a- Condition de vérification de la longueur élastique.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} Le \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.40\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88\text{m} \Rightarrow \mathbf{h = 0.90\text{ m}}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{4.40}{8} \leq h \leq \frac{4.40}{5} \Rightarrow 0.55 \leq h \leq 0.88 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 90 \text{ cm}$

A- La largeur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante avec $h_n = 90 \text{ cm}$:

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90 \Rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

B- Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$hd \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow hd \geq \frac{4.40}{20} \Rightarrow hd \geq 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 25 \text{ cm}$$

C- Épaisseur de la dalle flottante.

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{4.40}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{4.40}{40} \Rightarrow 8.8 \text{ cm} \leq e_{dalle} \leq 11 \text{ cm}$$

On prend : $e_{dalle} = 15 \text{ cm}$

► Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ \Rightarrow Hauteur de la nervure.

$b_n = 55 \text{ cm}$ \Rightarrow Largeur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ \Rightarrow Hauteur de la dalle du radier.

$e_{dalle} = 15 \text{ cm}$ \Rightarrow Épaisseur de la dalle flottante.

$c = 5 \text{ cm}$ \Rightarrow Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

1) Détermination de la surface du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel : $N_u = 34559.73 \text{ KN}$

$$N_s = 25138.92 \text{ KN}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

❖ Selon l'état limite ultime :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{Nu}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{34559.73}{1.33 \times 200} = 129.92 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} = \frac{Ns}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{25138.92}{200} = 125.7 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{rad}}^{\text{ELU}}, s_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \max (129.92 ; 125.7) \Rightarrow S_{\text{rad}} = 129.92 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bat}} = 401.28 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 129.92 \text{ m}^2$$

► Remarque

Il est constaté que la surface totale du bâtiment dépasse la surface requise pour le radier. Dans ce cas, nous choisissons un débord minimal conformément aux règles du BAEL, qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm}$$

Ainsi, le débord sera de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{déb}} = 83.2 \times 0.50 \Rightarrow S_{\text{déb}} = 41.6 \text{ m}^2$$

Avec : P : périmètre du bâtiment.

○ Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 401.28 + 41.6 \Rightarrow S_{\text{rad}} = 442.88 \text{ cm}^2$$

VI-2- 2-Calcul des sollicitations à la base du radier

A- Charge permanente

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 20990.96 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T. V. O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_{\text{d}} \times \rho_{\text{b}} \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 442.88 \times 0.25 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 2768 \text{ KN}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x.n_x + L_y.n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (0.90 - 0.25) \times 25 \times ((26.4 \times 4) + (15.2 \times 7)) \Rightarrow P_{\text{nerv}} = 1894.75 \text{ KN}$$

Poids de TVO (remblai) :

Le poids de la TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times (L_x.n_x + L_y.n_y) = 0.55 \times 212 \Rightarrow S_{\text{ner}} = 116.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (442.88 - 116.6) \times (0.90 - 0.25) \times 17 \Rightarrow P_{\text{TVO}} = 3605.39 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 442.88 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 1660.8 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{\text{rad}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nerv}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle}}$$

$$G_{\text{rad}} = 2768 + 1894.75 + 3605.39 + 1660.8 \Rightarrow G_{\text{rad}} = 9928.94 \text{ KN}$$

B- Surcharge d'exploitation :

$$\text{-Surcharge de bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 4147.75 \text{ KN}$$

-Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 5 \times 442.88 \Rightarrow Q_{\text{rad}} = 2214.4 \text{ KN}$$

c- Poids total de la structure

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 20990.96 + 9928.94 \Rightarrow G_T = 30919.9 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4147.75 + 2214.4 \Rightarrow Q_T = 6362.15 \text{ KN}$$

d- Combinaison d'action

Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = (1.35 \times 30919.9) + (1.5 \times 6362.15)$$

$$N_u = 51285.09 \text{ KN}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (30919.9) + (6362.15) \Rightarrow N_s = 36982.05 \text{ KN}$$

VI-2-3-Vérifications

A- Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h_d - C = 20 \text{ cm}$$

$$T_U = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{51285.09 \times 1}{442.88} \times \frac{4.40}{2} = 254.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{254.76 \times 10^3}{1000 \times 200} = 1.27 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c. Vérification de la Stabilité du Radier

La vérification de la stabilité du radier implique l'analyse des contraintes exercées sur le sol en dessous, qui est soumis aux efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) provoqué par un séisme dans la direction considérée.

La formule est la suivante :

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

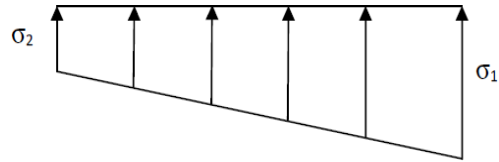
où : $M_j(K=0)$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_j(K=0)$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes fournit les informations nécessaires pour cette analyse.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Figures VII.2: Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_{xx}} \cdot X_G$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes

(X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{Longueur du bâtiment}}{2} = \frac{26.4}{2} \Rightarrow X_G = 13.20 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{15.2}{2} \Rightarrow Y_G = 7.60 \text{ m.}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15.2 \times 26.4^3}{12} \Rightarrow I_{xx} = 23306.34 \text{ m.}$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{26.4 \times 15.2^3}{12} \Rightarrow I_{yy} = 7725.98 \text{ m}$$

► Sens longitudinal

$$M_X = 6091.13 + 21733.644 \times 0.9 \Rightarrow M_X = 25651.41 \text{ KN. m}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{51285.09}{442.88} + \frac{25651.41}{7725.98} \times 13.20 \Rightarrow \sigma_1 = 159.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{51285.09}{442.88} - \frac{25651.41}{7725.98} \times 13.20 \Rightarrow \sigma_2 = 71.97 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 159.63 + 71.97}{4} \Rightarrow \sigma_m = 137.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137.72 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{Srad} + \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{36982.05}{442.88} + \frac{25651.41}{7725.98} \times 13.20 \Rightarrow \sigma_1 = 127.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{Srad} - \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{36982.05}{442.88} - \frac{25651.41}{7725.98} \times 13.20 \Rightarrow \sigma_2 = 39.68 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 127.33 + 39.68}{4} \Rightarrow \sigma_m = 105.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 105.42 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► Sens transversal

$$M_Y = 6288.1 + 31474.58 \times 0.90 \Rightarrow M_Y = 34615.22 \text{ KN.m}$$

Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{My}{Ixx} \cdot Y_G = \frac{51285.09}{442.88} + \frac{34615.22}{23306.34} \times 7.60 \Rightarrow \sigma_1 = 127.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{My}{Ixx} \cdot Y_G = \frac{51285.09}{442.88} - \frac{34615.22}{23306.34} \times 7.60 \Rightarrow \sigma_2 = 104.51 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 127.09 + 104.51}{4} \Rightarrow \sigma_m = 121.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121.45 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{36982.05}{442.88} + \frac{34615.22}{23306.34} \times 7.60 \Rightarrow \sigma_1 = 94.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{36982.05}{442.88} - \frac{34615.22}{23306.34} \times 7.60 \Rightarrow \sigma_2 = 72.22 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 94.79 + 72.22}{4} \Rightarrow \sigma_m = 89.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 89.15 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2- 4- Ferrailage du Radier.

A) Ferrailage de la dalle du Radier.

Pour le ferrailage du radier, nous appliquons les méthodes définies dans le (BAEL 91, modifié 99). Le radier est traité comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. L'analyse repose sur la méthode des panneaux encastres sur quatre appuis.

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q \rightarrow \text{à l'ELS.}$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2$$

Identification du Panneau le Plus Sollicité :

Il convient de noter que les panneaux subissent des charges similaires. Par conséquent, il est essentiel d'homogénéiser le ferrailage pour en faciliter l'application. Les calculs seront axés sur le panneau le plus sollicité, et le même ferrailage sera utilisé pour l'ensemble du radier.

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 4.3 \text{ m et } L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{4.40} = 1$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \Rightarrow$ la dalle fonctionne dans les deux sens.

Lors du calcul du ferrailage, il est nécessaire de soustraire de la contrainte maximale σ_m^{max} la contrainte liée au poids propre du radier, qui est directement supporté par le sol.

Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_m = \max (\sigma_n^1, \sigma_n^2) = \max (159.63, 127.09) \Rightarrow \sigma_m = 159.63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = (159.63 - \frac{9928.94}{442.88}) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = 137.21 \text{ KN/ml}$$

Selon l'état limite de service :

$$\sigma_m = \max (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = \max (127.33, 94.79) \Rightarrow \sigma_m = 127.33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = (127.33 - \frac{9928.94}{442.88}) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = 104.91 \text{ KN/ml}$$

A- Calcul à l'état limite ultime :

Calcul des sollicitations

On a : $\rho = 1$ et $\nu = 0$

$$\Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

❖ Moments fléchissant :

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 137.21 \times 4.4^2 \Rightarrow M_{0x} = 97.75 \text{ KN. m}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 97.75 \Rightarrow M_{0y} = 97.75 \text{ KN. m}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront ajustés. Nous considérerons un panneau intermédiaire avec un coefficient de - 0,5 pour les appuis et de 0,75 pour les travées.

► Moments en travées :

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 97.75 \Rightarrow M_{tx} = 73.31 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 97.75 \Rightarrow M_{ty} = 73.31 \text{ KN. m}$$

► Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 97.75 \Rightarrow M_{ax} = -48.88 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 97.75 \Rightarrow M_{ay} = -48.88 \text{ KN. m}$$

► Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Sens	Zone	M _u (KN. m)	ρ	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	48,88	0.086	0.955	5.89	7HA12=7.92	14
	Travée	73.31	0.13	0.930	9.07	7HA14=10.78	14
Y-Y	Appuis	48.88	0.086	0.955	5.89	7HA12=7.92	14
	Travée	73.31	0.13	0.930	9.07	7HA14=10.78	14

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.

VI-2-5- Vérification à L'ELU

a- Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3-L_x}{2} \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b h$$

Avec : ω_0 : le taux d'armatures $\Rightarrow \omega_0 = 0.0006 \rightarrow \text{Fe 500}$

$$A_{min} \geq 0.0006 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 25 \Rightarrow A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	7.92	1.5	Condition vérifiée
	Travée	10.78		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	7.92		Condition vérifiée
	Travée	10.78		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Condition de non fragilité.

b- Vérification des Espacements (Art A8.2, 42 BAEL 91 / modifié 99).

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes, où h représente l'épaisseur totale de la dalle.

-Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Diamètre Maximal des Barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

Selon l'article, le diamètre des barres utilisées en tant qu'armatures pour les dalles ne doit pas dépasser un dixième de l'épaisseur de l'élément, soit :

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} \Rightarrow \varphi_{max} \leq 30 \text{ mm}$$

$$\varphi_{adopté} = 14 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII-2-6- Calcul et vérification à l'ELS.

a- Calcul des sollicitations

On a : $\rho = 1$ et $\nu = 0.2 \Rightarrow$ A l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

► Moments fléchissant :

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0442 \times 104.91 \times 4.4^2 \Rightarrow \mathbf{M_{0x} = 89.77 \text{ KN. m}}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 89.77 \Rightarrow \mathbf{M_{0y} = 89.77 \text{ KN. m}}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 89.77 \Rightarrow \mathbf{M_{tx} = 67.33 \text{ KN. m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 89.77 \Rightarrow \mathbf{M_{ty} = 67.33 \text{ KN. m}}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 89.77 \Rightarrow \mathbf{M_{ax} = -44.89 \text{ KN. m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 89.77 \Rightarrow \mathbf{M_{ay} = -44.89 \text{ KN. m}}$$

b- Vérification des contraintes.

• Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$, $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$, $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s	ρ ₁	β	σ _{st}	σ̄ _{st}	K ₁	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	7.92	44.89	0.396	0.903	313.84	434.78	36.55	8.59	15	CV
	Travée	10.78	67.33	0.539	0.890	350.89	434.78	30.45	11.52	15	CV
Y-Y	Appuis	7.92	44.89	0.396	0.903	313.84	434.78	36.55	8.59	15	CV
	Travée	10.78	67.33	0.539	0.890	350.89	434.78	30.45	11.52	15	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VI-3- Ferrailage du Débord

Le débord est traité comme une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul sera effectué pour une section d'une longueur de 1 mètre.

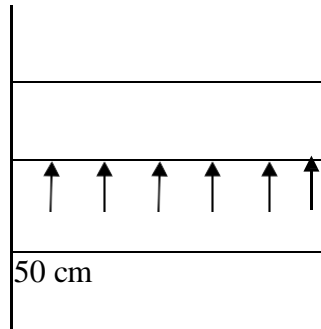


Schéma VII-3-schéma statique du débord

a- Sollicitation de calcul :

Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 137.21 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-137.21 \times 0.50^2}{2} \Rightarrow M_u = -17.15 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$M_u = 17.15 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{17.15 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.020$$

$\mu = 0.030 < \mu_l = 0.372 \rightarrow$ La section est simplement armée.

-À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{17.15 \times 10^3}{0.985 \times 20 \times 434.78} \Rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2$$

► **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont plus résistantes que celles requises pour le débord. Pour garantir une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées afin de servir également de renforcement pour le débord.

VI-4- **Ferrailage de la Nervure**

Afin d'éviter tout soulèvement du radier, des nervures seront disposées dans les deux directions. Elles seront conçues comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis, recevant les charges issues des dalles. Les réactions du sol se traduiront par des efforts répartis, de forme triangulaire ou trapézoïdale, appliqués sous les nervures.

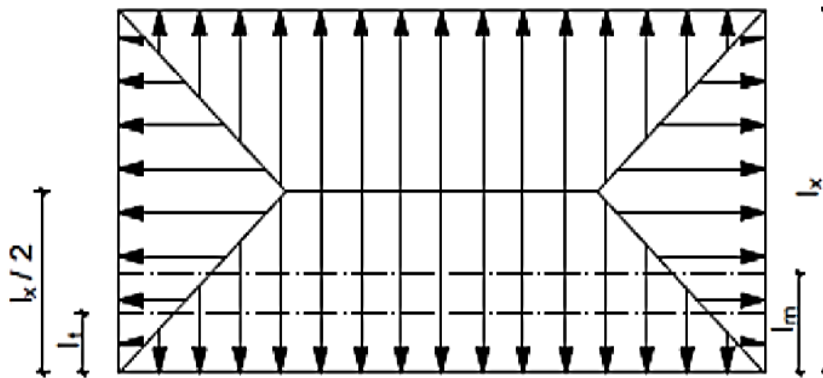


Schéma VII-4 : Présentation des chargements simplifiés.

a- Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

b- Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

-Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Avec :

- **Moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- **Efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

C- Calcul des charges

$$ELU : q_u = \sigma_{m}^{max-} \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 159.63 - \left(\frac{9928.94}{442.88} + \frac{1894.75}{116.6} \right) = 120.96 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS : q_s = \sigma_{m}^{max-} \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 127.33 - \left(\frac{9928.94}{442.88} + \frac{1894.75}{116.6} \right) = 88.66 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

L'ELU est la combinaison la plus défavorable et elle a été sélectionnée pour le calcul du ferrailage de la nervure.

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

C- Sens longitudinal :

Travée										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Panneau		L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
A-B	1	3.4	4.4	0.77	Trapèze	1.36	1.2	120.96	88.66	164.51	342.32	106.39	236.72	145.03	278.1	106.39	203.92
	2	4.4	4.4	1	Triangle	1.47	1.1			177.81		130.33		133.07		97.53	
B-C	1	3.4	3.6	0.94	Trapèze	1.2	0.95			145.15	290.3	106.39	212.78	114.91	223.77	84.23	164.02
	2	3.6	4.4	0.82	Triangle	1.2	0.9			145.15		106.39		108.86		79.79	
C-D	1	3.4	4.4	0.77	Trapèze	1.36	1.2			164.51	342.32	120.58	250.91	145.03	290.06	106.39	212.78
	2	4.4	4.4	1	Triangle	1.47	1.1			177.81		130.33		145.03		106.39	
D-E	1	3.4	3.4	1	Triangle	1.13	0.85			136.68	273.36	100.19	200.38	120.82	241.64	75.36	150.72
	2	3.4	4.4	0.77	Triangle	1.13	0.85			136.68		100.19		120.82		75.36	
E-F	1	3.4	3.6	0.94	Trapèze	1.2	0.95			145.15	290.3	106.39	212.78	114.91	223.77	84.23	164.02
	2	3.6	4.4	0.82	Triangle	1.2	0.9			145.15		106.39		108.86		79.79	
F-G	1	3.4	4	0.85	Trapèze	1.29	0.9			156.04	316.92	114.37	232.29	108.86	229.82	79.79	168.45
	2	4	4.4	0.91	Triangle	1.33	1			160.88		117.92		120.96		88.66	

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

D- Sens transversal :

Travée		L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
Panneau										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
2-3	A-B	4.4	4.4	1	Triangle	1.47	1.1	120.96	88.66	177.81	322.96	130.33	236.72	133.07	233.47	97.53	174.12
	B-C	3.6	4.4	0.82	Triangle	1.2	0.83			145.15		106.39		100.4		76.59	
3-4	A-B	3.4	4.4	0.77	Trapèze	1.36	1.2			164.51	309.66	120.58	226.97	145.15	260.06	106.39	190.62
	B-C	3.4	3.6	0.94	Trapèze	1.2	0.95			145.15		106.39		114.91		84.23	
4-5	A-B	4.4	4.4	1	Triangle	1.47	1.1			177.81	322.96	130.33	236.72	133.07	233.47	97.53	174.12
	B-C	3.6	4.4	0.82	Triangle	1.2	0.83			145.15		106.39		100.4		76.59	

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

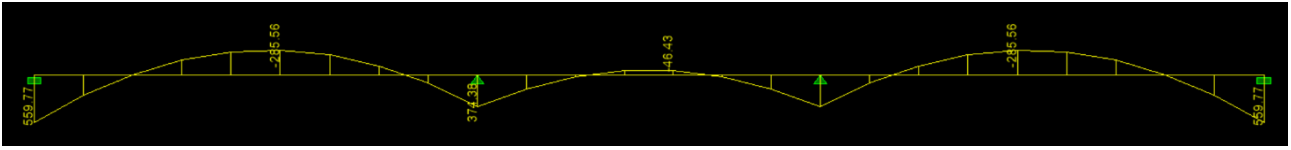


Figure VII -10- Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens YY)

Effort tranchant :

Schéma statique

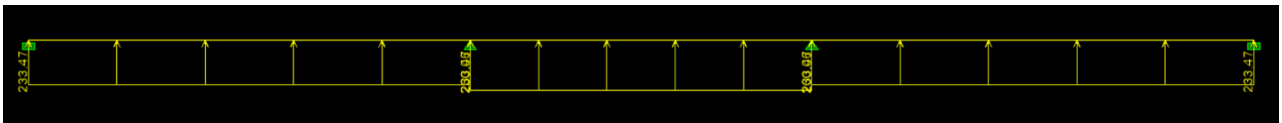


Figure VII -11- Schéma statique de la nervure (effort tranchant)

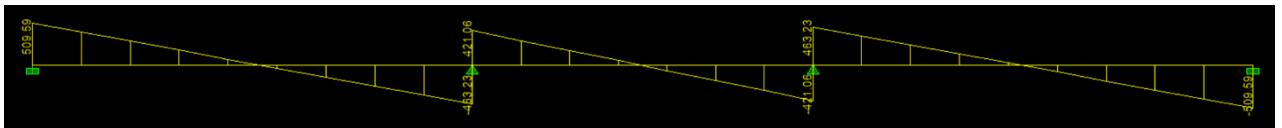


Figure VII -12- Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens YY)

F- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS).

- -Sens longitudinale (x-x).

Moment fléchissant :

Schéma statique :

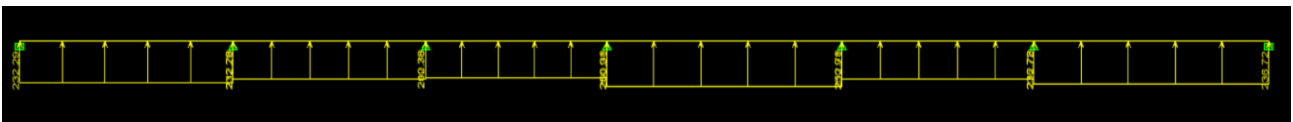


Figure VII -13- Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)

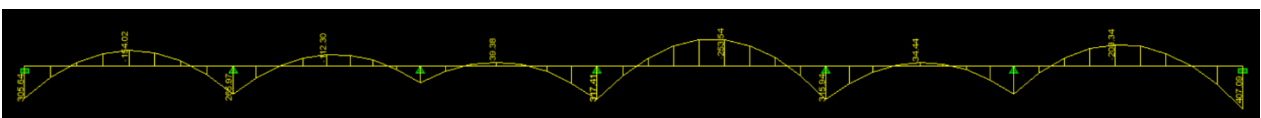


Figure VII -14- Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens XX)

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

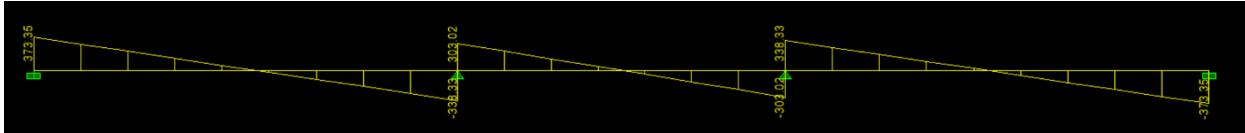


Figure VII -20- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	601.66	407.09	559.77	404.38
M_{tmax} (KN.m)	-351.91	-253.54	-285.56	-206.30
T_{max} (KN)	554.76	400.65	509.59	373.35

Tableau VII.9 : Efforts internes les plus défavorables dans les nervures.

VI-4-1- Calcul des Armatures :

a- Armatures longitudinales

Avec : b=55 cm h=90 cm C= 5 cm d=85 cm

- Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non

Fragilité suivante : $A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC ».

Sens	Zone	Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)
X-X	Appuis	601.66	17.42	4.52	5HA16 (fil)+5HA16 (chap) = 20.05 cm ²
	Travée	-351.91	9.85		5HA16 (fil)= 10.05 cm ²
Y-Y	Appuis	559.77	7.01		5HA16=10.05 cm ²
	Travée	-285.54	7.94		5HA16(fil) = 10.05 cm ²

Tableau VII.10: ferrailage adopté pour la nervure.

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

: Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 2024)

- Espacement des armatures transversales :

➤ Zone critique :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_1; 17.5; 6\phi_1 \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{90}{4}; 24 \times 1.6; 17.5; 6 \times 1.6 \right)$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1.6 \right)$$

$$S_t = 19 \text{ cm}$$

a- Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (76.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tmax} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{tmax} \text{ adopté} = 19 \text{ cm} < S_{tmax} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Armatures de Peau (Art. A.8.3 / BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau, positionnées parallèlement à la fibre centrale des poutres, contribuent à prévenir l'apparition de larges fissures en dehors des zones renforcées. Pour une hauteur de nervure de 105 cm, voici la quantité requise d'armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit donc 2HA14 avec } A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

b- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

-Sens longitudinal : $T_u^{max} = 554,76 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{554.76 \times 10^3}{550 \times 850} \Rightarrow \tau_u = 1.19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

-Sens transversal : $T_u^{max} = 549.22 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{509.59 \times 10^3}{600 \times 1000} \Rightarrow \tau_u = 1.09 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

- c- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**
(ArtA6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

- d- **Sens des grandes portées :**

$$\Sigma u_i = 5 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \Sigma u_i = 251.2 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{554.76 \times 10^3}{0,9 \times 850 \times 251.2} \Rightarrow \tau_{se} = 2.89 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.89 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- e- **Sens des petites portées :**

$$\Sigma u_i = 5 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \Sigma u_i = 251.2 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{509.59 \times 10^3}{0,9 \times 850 \times 251.2} \Rightarrow \tau_{se} = 2.65 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.65 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2.2)

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset l) = \min (2.57 ; 5.5 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t \leq 1.60 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi t = 10 \text{ mm}$

On opte pour : **2 cadres $\phi 10$ + épingle At=4HA10+2HA8 = 4.14cm²**

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2 du RPA 2024)

➤ **Zone critique :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 7 \times 55 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.7 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 19 \times 55 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 2.88 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VI-4- 2- Vérification à l'ELS

A - État Limite de Résistance du Béton en Compression (Art. A.4.5.3 BAEL 91 / 99)

La nervure est un élément particulièrement vulnérable aux conditions climatiques. Par conséquent, la fissuration est considérée comme très préjudiciable. Il est donc essentiel de vérifier les conditions suivantes :

D'après les calculs précédents, nous avons :

- La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- La contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta=1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	$\sigma_{st \text{ inf}}$	$\sigma_{st \text{ sup}}$	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	17.42	407.09	-297.9	75.9	201.63	6.62	15	CV
	Travée	9.85	-253.54	342.3	58.7	201.63	5.51	15	CV
Y-Y	Appuis	7.01	404.38	-507.8	97	201.63	8.42	15	CV
	Travée	7.94	-206.35	-259.1	49.5	201.63	4.3	15	CV

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

► Remarque :

Après la vérification à l'ELS, il a été constaté que le ferrailage n'était pas suffisant. La solution retenue consiste donc à augmenter le ferrailage et adopter le ferrailage final à l'état limite de service.

VI-4-3- Ferrailage des nervures à l'ELS.

	Zone	Choix de ferrailage final
X-X	Appuis	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76cm ²
	Travée	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76cm ²
Y-Y	Appuis	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76cm ²
	Travée	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76cm ²

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à l'ELS.

VI-4- 4- Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.6% de la section du béton : $0.6\% \times b \times h$

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 60 \times 105 \times 0.006 = \mathbf{37.7\text{cm}^2}$$

	Zone	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	10HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 41.47cm ²	37.7	CV
	Travée	10HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 41.47cm ²		CV
Y-Y	Appuis	10HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 41.47cm ²		CV
	Travée	10HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 41.47cm ²		CV

Tableau VII.13 : Vérification des recommandations exigées par le RPA

VI-3- 5- Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (Article 5.5 du RPA-2024) :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Combinaisons d'actions utilisées :

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2$$

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

f- Sens XX :

Moment stabilisant : $M_S = P \times \frac{L}{2} \Rightarrow M_S = 39552.91 \times \frac{25}{2} \Rightarrow M_S = 494411.38 \text{ KN.m}$

- P: (poids sismique de la structure + le poids du radier) avec la combinaison (G + ΨQ)
- $L_x = 25\text{m}$

Moment renversant : $M_R = \Sigma (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + \dots + F_8 \times h_8)$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

$$M_R = 9309.83 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{494411.38}{9309.83} = 53.11 \geq 1.3 \Rightarrow \text{CV}$$

g- Sens YY :

$$M_S = P \times \frac{L}{2} \Rightarrow M_S = 39552.91 \times \frac{17}{2} \Rightarrow M_S = 336199.74 \text{ KN.m}$$

- $L_x = 17\text{m}$

$$M_R = \Sigma (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + \dots + F_8 \times h_8)$$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

$$M_R = 11957.83 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{336199.74}{11957.83} = 28.12 \geq 1.3 \Rightarrow \text{CV}$$



Chapitre VIII

Etude du mur plaque



Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un mur plaque armé d'un double quadrillage d'armatures. Le mur plaque forme un caisson rigide capable de remplir avec les fonctions suivantes :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales exigée par Art 10.1.2 RPA2024 est telle que :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VIII.1. Pré dimensionnement du mur

On adopte $e = 25$ cm, la hauteur du mure $h=4.42$ m

► Choix de la méthode : Théorie de Rankine

C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

► Hypothèses

- Isotropie du sol.
- La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.
- Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul ; la contrainte est horizontale

→**La méthode de Rankine est applicable**

► Calcul des contraintes :

Sur la paroi du mur agissent deux types de contraintes : la contrainte horizontale et la contrainte

verticale : $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

σ_h : contrainte horizontale

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

σ_v : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

$$\text{Avec : } K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

VIII.1. Les caractéristiques mécanique et physique du sol

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
- Cohésion : $c = 0$

La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

VIII.2. Calcul des Sollicitations

Dans notre situation, nous avons un sol avec frottement ($\phi \neq 0, c = 0$). Le voile est conçu pour supporter l'intégralité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \mathbf{0.333}$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (\mathbf{h = 0 \text{ m}}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = \mathbf{4.99 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{pour } (\mathbf{h = 4.42 \text{ m}}) \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 4.42 + 1.5 \times 10) = \mathbf{40.76 \text{ KN/m}^2}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (\mathbf{h = 0 \text{ m}}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 0 + 10) = \mathbf{3.33 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{pour } (\mathbf{h = 3.6 \text{ m}}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 4.42 + 10) = \mathbf{29.82 \text{ KN/m}^2}$$

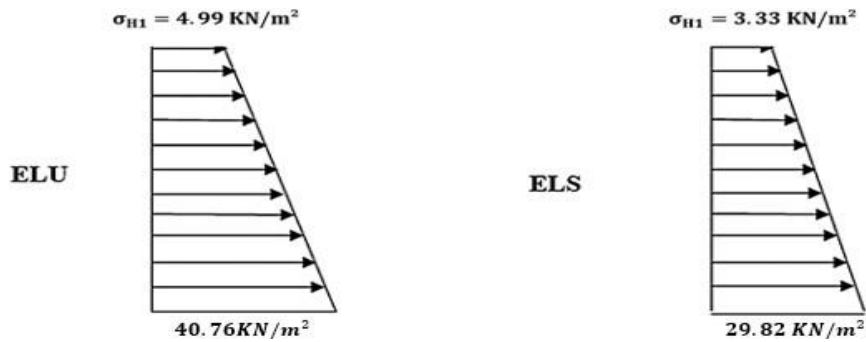


Figure.VIII.1 : Diagramme des contraintes agissantes sur le mur.

► **Calcul de la charge moyenne :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 40.76 + 4.99}{4} = 31.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 29.82 + 3.33}{4} = 23.20 \text{ KN/ml}$$

VIII.3. Calcul des armatures a L'ELU

Le voile périphérique se calcul comme étant un panneau en dalle pleine simplement appuyée repose sur 4 appuis (ANNEXE E3 BAEL).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité de panneau, on calcul les moments aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire. Les moments seront affectés par des coefficients réducteurs :

Moment en travée : 0,85

Moment aux appuis intermédiaires : -0,5

► **Identification des panneaux :**

$$LX = 4.4 \text{ m} \quad Ly = 4.4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{442}{442} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

$$\text{Dans notre cas : } ELE: \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν :

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

($v = 0$ à l'ELU ; $v = 0,2$ à l'ELS)

► Calcul des moments fléchissant :

Calcul à l'ELU :

$$q_u = 31.82 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0368 \times 31.82 \times 4.42^2 \Rightarrow M_0^x = 22.88 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1 \times 22.88 \Rightarrow M_0^y = 22.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Correction des moments :

En travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 22.88 \Rightarrow M_t^x = 19.45 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 22.88 \Rightarrow M_t^y = 19.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

En appuis : $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 \times 22.88 = -11.44 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times 22.88 = -11.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

► Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

❖ Sens de la petite portée : (lx)

• En travée :

$$M_t^x = 19.45 \text{ N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.45 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.45 \times 10^3}{0.987 \times 22 \times 435} = 2.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$M_a^x = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.44 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.44 \times 10^3}{0.990 \times 22 \times 435} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Sens de la grande portée : (ly)

► Remarque :

On garde les mêmes valeurs que le sens de la petite porte vus quand a les mêmes moments aux appuis et aux travées

On garde aussi le mem ferrailage $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

► Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

$$W_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right), \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

- W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction = 0.0006 Acier (HA FeE500)
- A_x : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton , $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$

En travée :

$$A_x = 0.0006 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0006 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) = 1.5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \tau = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} :$$

► Effort tranchant :

Suivant lx :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{31.82 \times 4.4 \times 4.4}{3 \times 4.4} \Rightarrow V^{max} = 46.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{46.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau = 0.21 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

Suivant Ly :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{31.82 \times 4.4 \times 4.4}{2 \times 4.4 + 4.4} \Rightarrow V^{max} = 15.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{15.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.07 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau = 0.07 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

a) Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% $b \cdot h$ dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{min} > 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Sens Y-Y :

Travée : $A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.5 \text{ cm}^2$

Appuis : $A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.5 \text{ cm}^2$

✓ **Toutes les conditions sont vérifiées**

► **Calcul à l'ELS :**

$$ELS: \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$q_s = 23.20 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l^2 \\ M_0^x = 0.0442 \times 23.20 \times 4.4^2 \Rightarrow M_0^x = 19.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1 \times 19.85 \Rightarrow M_0^y = 19.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 19.85 \Rightarrow M_t^x = 16.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 19.85 \Rightarrow M_t^y = 16.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times 19.85 = -9.93 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times 19.85 = -9.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1.6 \text{ Barres HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 500, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) \rightarrow \min(333.33 ; 201.63) \rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

En travée : $M_t = 16.87 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 22} = 0.178 \rightarrow \beta_1 = 0.931$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{16.87 \times 1000}{3.92 \times 0.931 \times 22} = 210.11 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{210.11}{57.46} = 3.66 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 57.46$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Aux appuis : $M_t = 9.93 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 22} = 0.178 \rightarrow \beta_1 = 0.931$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{9.93 \times 1000}{3.92 \times 0.931 \times 22} = 123.68 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{123.68}{57.46} = 2.15 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 57.46$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

A decorative border of blue arrows surrounds the central text. The arrows are arranged in a square pattern, with some pointing towards the center and others pointing outwards, creating a sense of focus and direction.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet m'a permis de mieux appréhender une synthèse objective des connaissances acquises tout au long de notre formation en génie civil, un domaine vaste et complexe. Les calculs et les analyses réalisés ont fourni des résultats concluants, notamment le choix d'un système de contreventement par voiles (système 5) avec un coefficient de comportement dynamique $R=4$. Ce système s'est révélé adéquat pour assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux sollicitations sismiques.

Pour les fondations, nous avons adopté un radier nervuré, jugé le plus approprié pour notre structure. Ce choix permet une répartition efficace des charges et assure la reprise de tous les efforts. Toutes les étapes de calcul ont permis de dimensionner et de ferrailer les éléments structuraux, en respectant les vérifications nécessaires à l'état limite de résistance. Ces choix ont été validés après des vérifications à l'ELS, confirmant ainsi leur adéquation avec les exigences du projet.

Les difficultés rencontrées lors des calculs ont été enrichissantes, nous aidant à mieux comprendre le comportement de notre structure et à collaborer efficacement avec des experts du domaine. Les discussions approfondies avec ces professionnels ont enrichi notre compréhension et ont apporté des connaissances supplémentaires précieuses.

Parmi les conclusions de ce travail, il est clair que le séisme, en tant que chargement dynamique, est l'un des plus critiques à considérer dans la conception et le calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle des structures, rendue possible grâce au logiciel performant ETABS, a permis une modélisation précise et une meilleure compréhension des sollicitations sismiques. Il est indéniable qu'une étude sismique rigoureuse est indispensable pour le dimensionnement des différents éléments de la structure, car les sollicitations sismiques peuvent dépasser celles issues d'une descente de charge statique, en particulier pour les poteaux.

Le dimensionnement sous combinaisons sismiques entraîne une consommation plus importante de béton et d'armatures, mais cette approche garantit une sécurité optimale conformément aux normes. L'analyse dynamique a permis de comprendre certains phénomènes et comportements structurels, évitant une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et optimisant la disposition des voiles pour minimiser le phénomène de torsion.

Conclusion générale

Le ferrailage adapté aux efforts internes propres de chaque élément a conduit à des sections d'armatures plus économiques, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par les règlements.

Nous espérons que notre travail contribuera utilement aux recherches et projets des futures promotions, en apportant des bases solides et des solutions pratiques aux défis rencontrés en génie civil, tout en respectant scrupuleusement les réglementations en vigueur, notamment celles relatives au calcul du béton armé et à la réglementation parasismique algérienne.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA version 2024
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

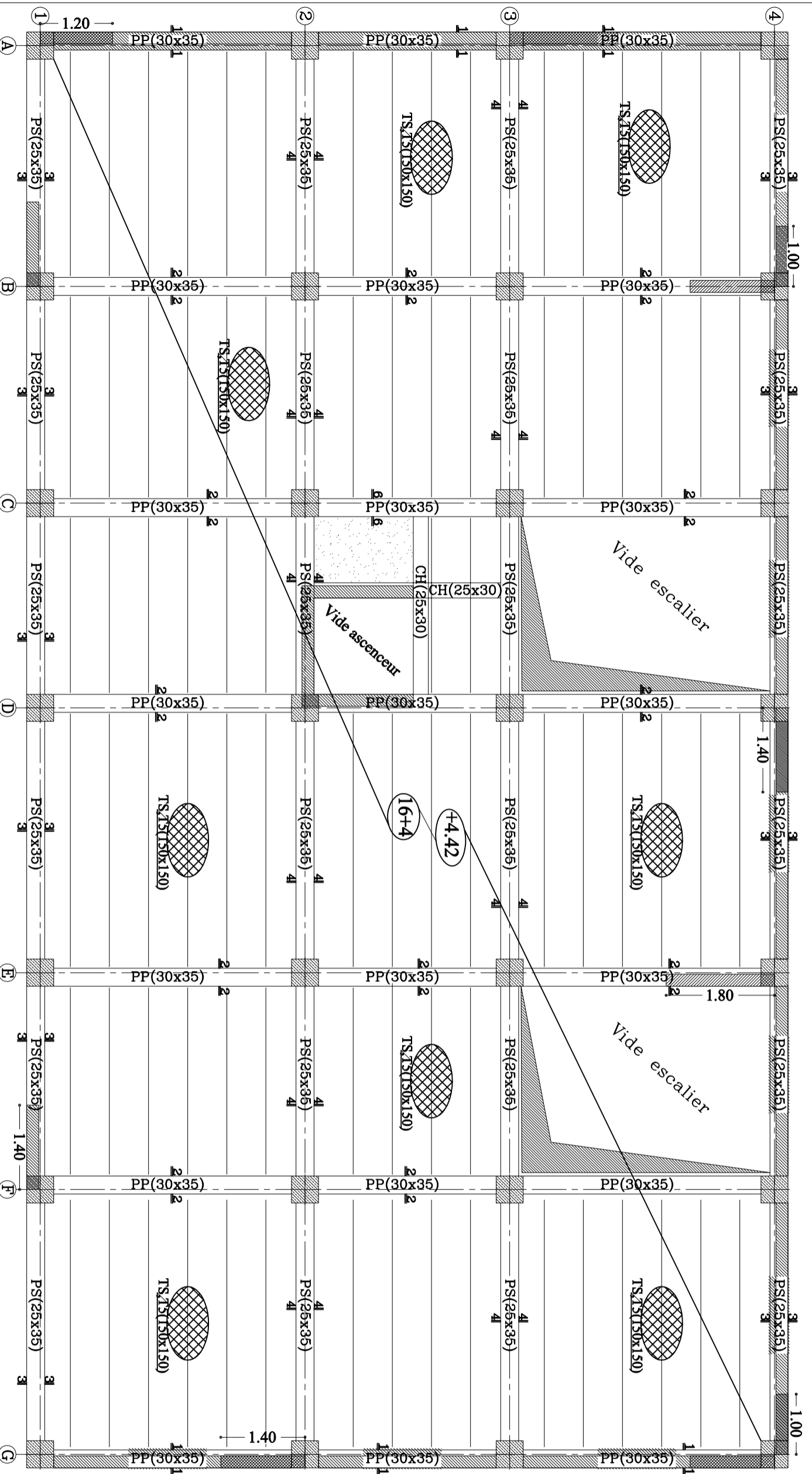
- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD 2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

Ouvrages :

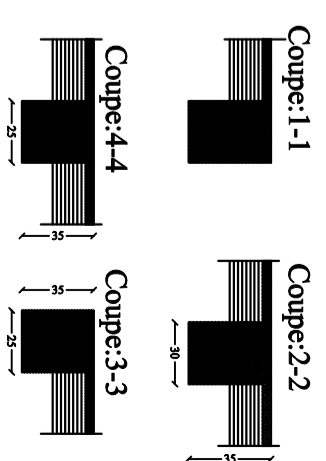
- Les abaques de PIGEAUD
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui

Normes et Documents Techniques :

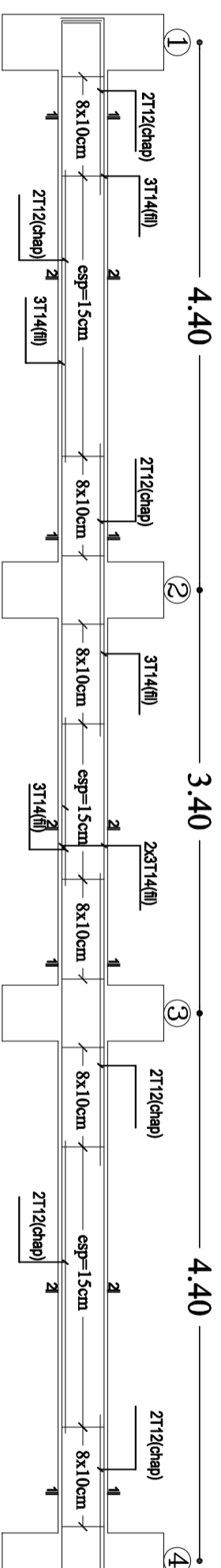
- RPA version 2024 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978 : Document technique unifié.



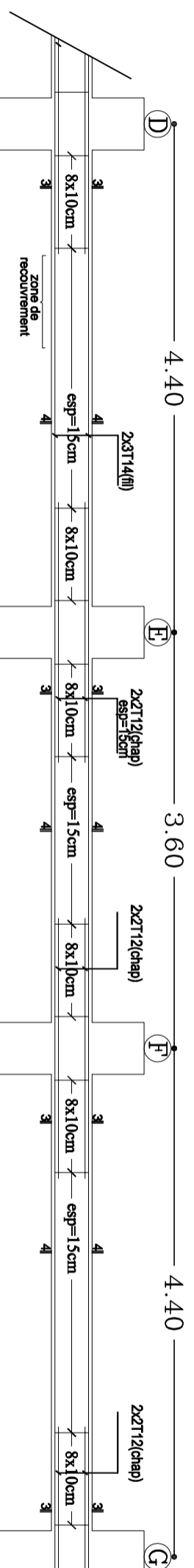
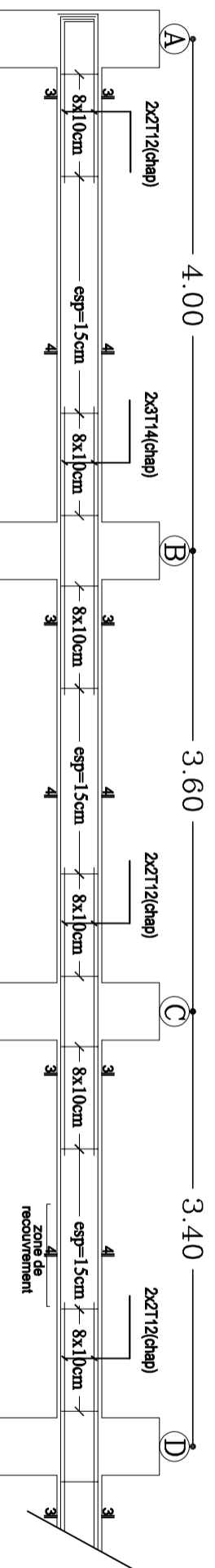
Plan coffrage Plancher niv°: +4.42m



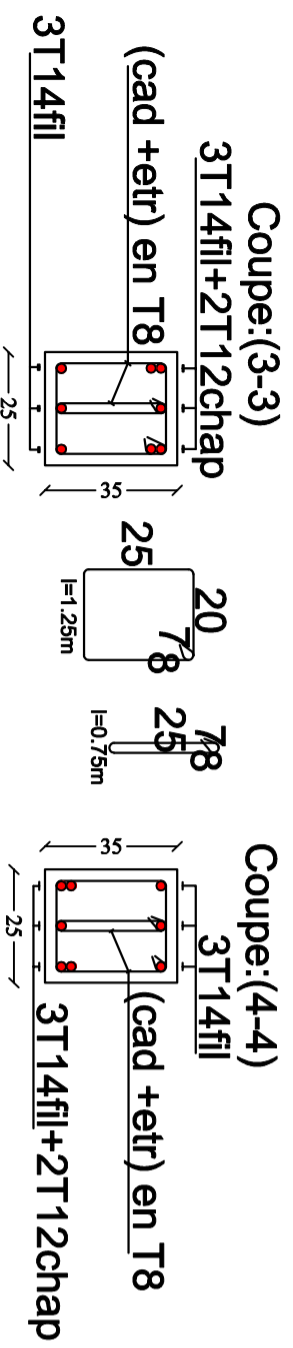
ferr. Poutres principales



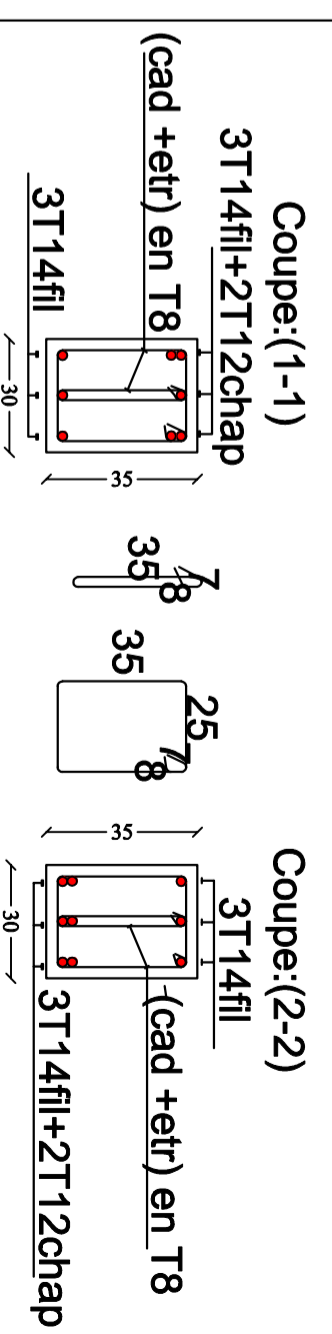
ferr. Poutres secondaires files : 01 à 04 niv°: +4.42m



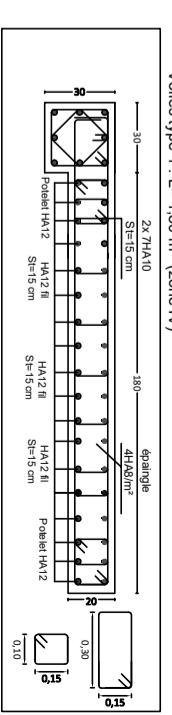
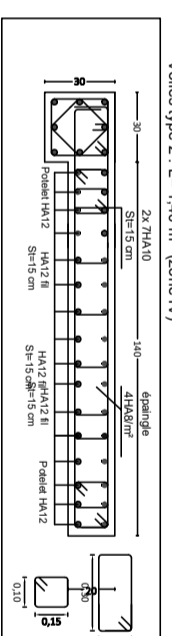
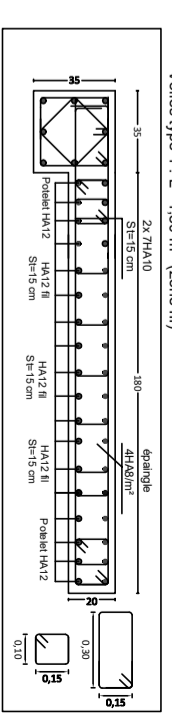
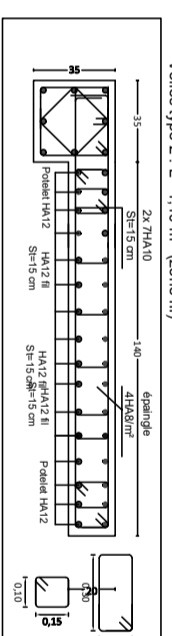
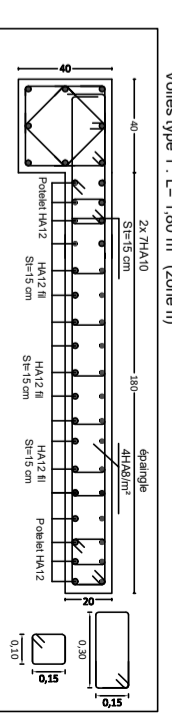
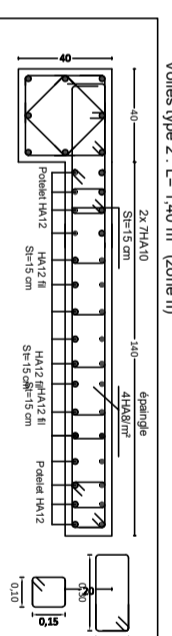
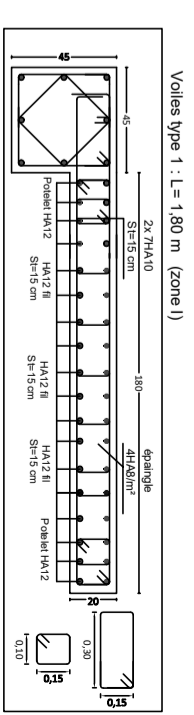
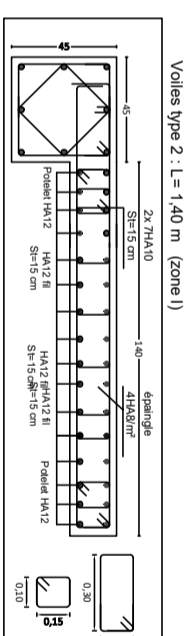
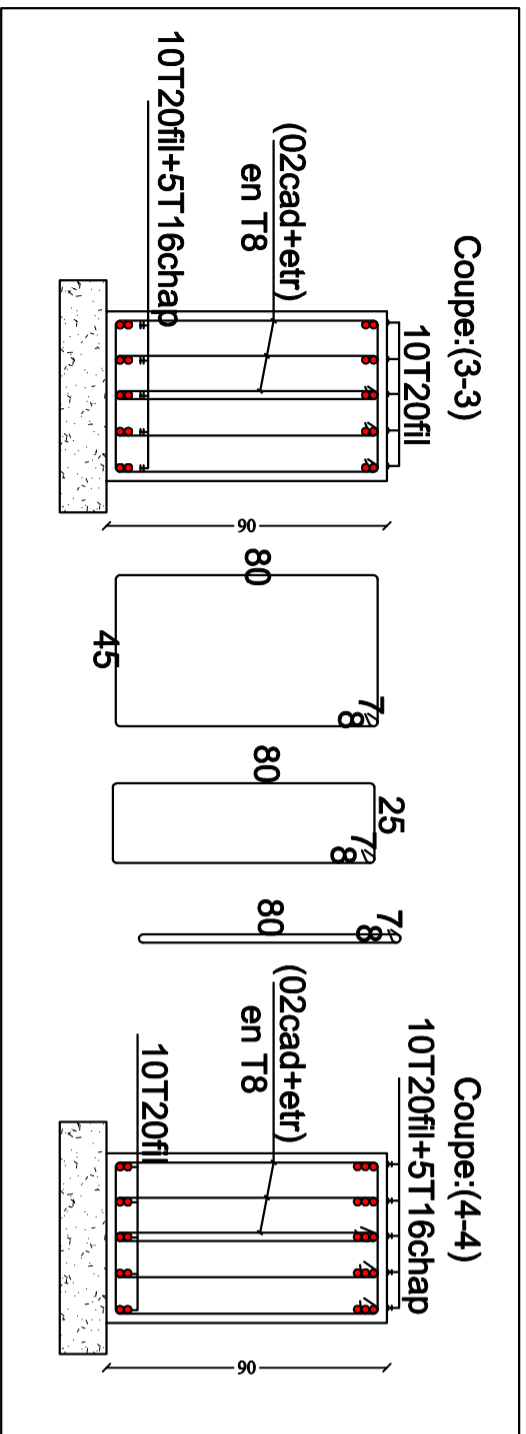
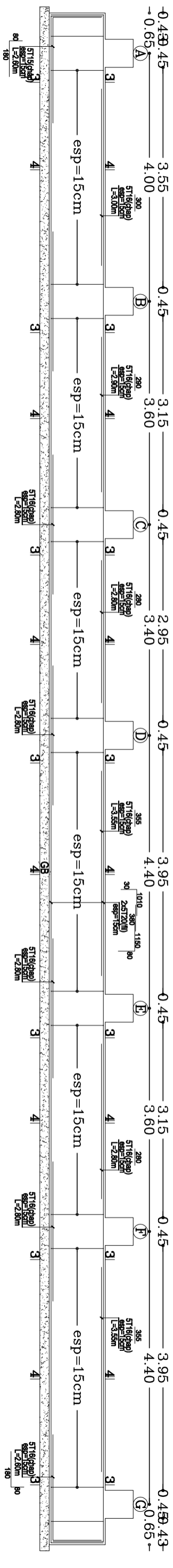
Poutres secondaires



Poutres principales



Ferrailage Nervures



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil

Mlle. KHALFOUN NAWAL

Encadrante : Mme. HADDADENE

Année universitaire : © 2025

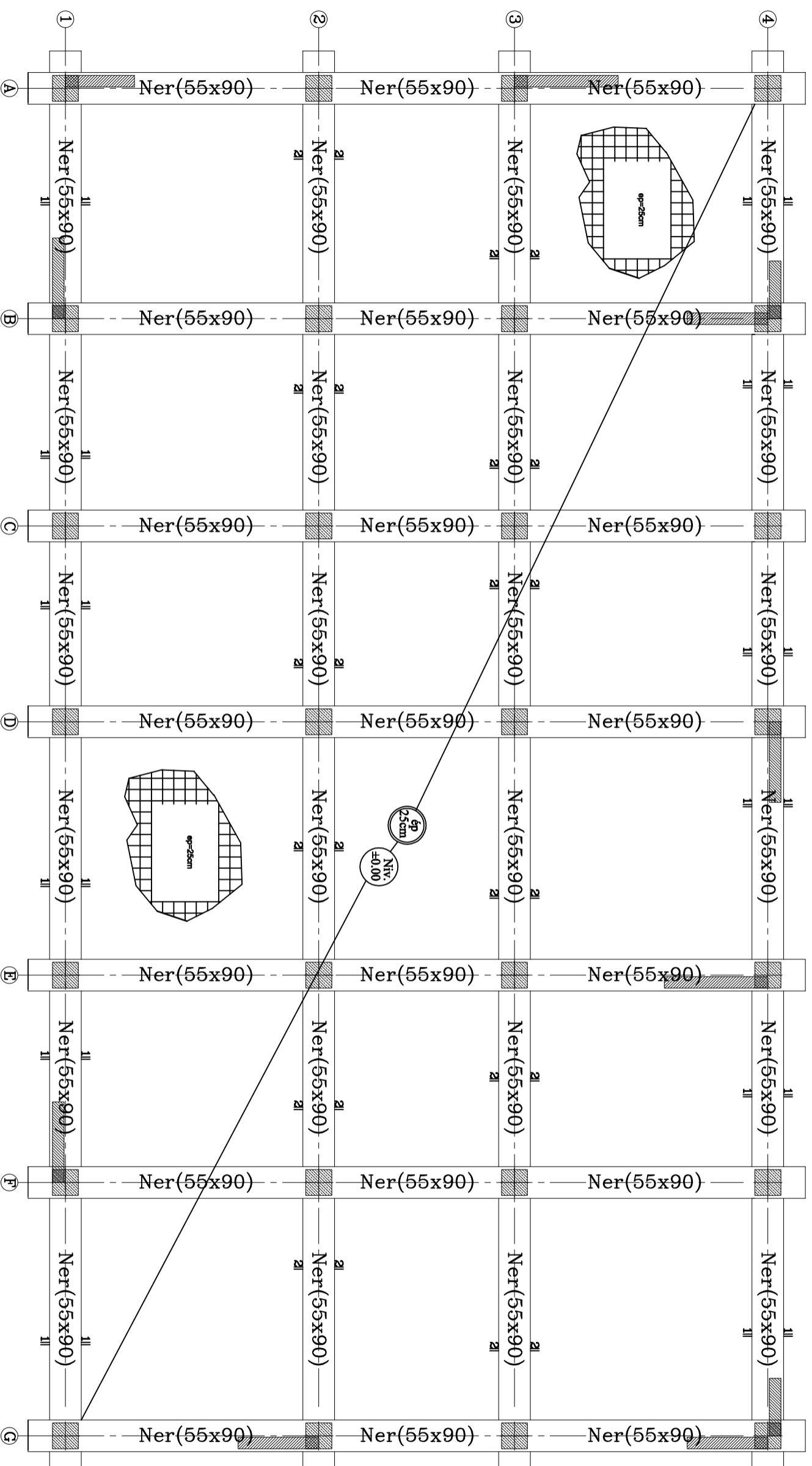
Dossier : Génie Civil

Désignation : ferrailage fondations + voiles

Echelle : 1/50

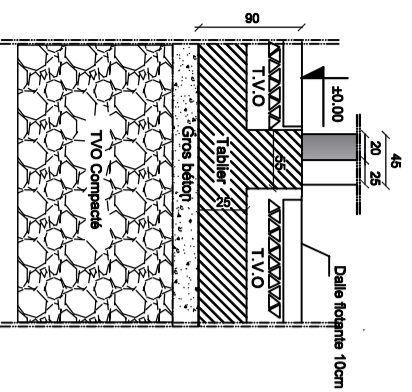
Planche N°03



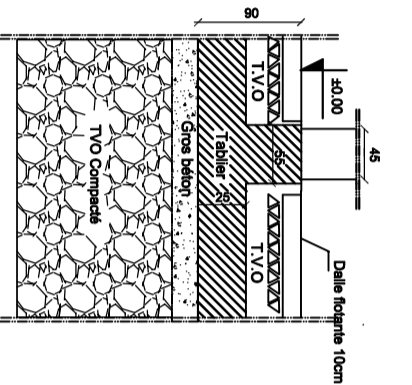


COFFRAGE RADIER Niv:±0.00

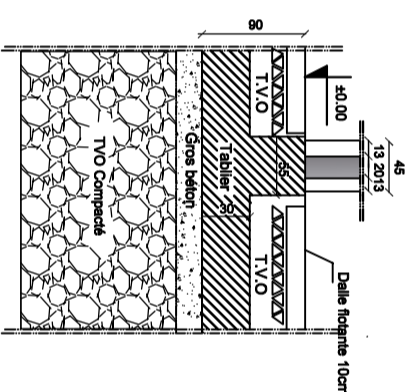
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3

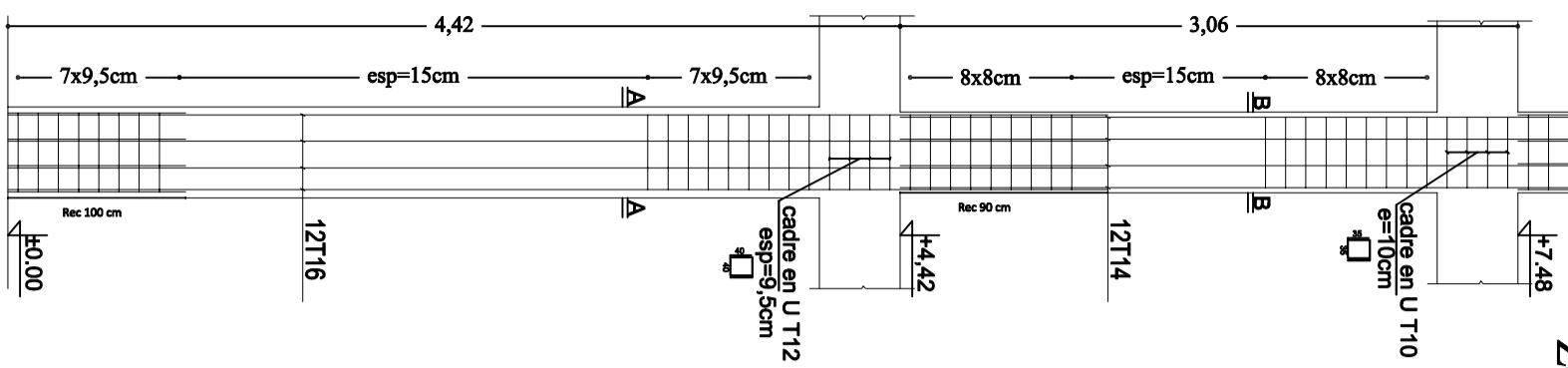


-Le gros béton sera armé d'une feuille de T/S maille de 15X15 sur toute la longueur de la semelle dosage béton à 250 KG/M3
 -Prevoir des acier 5T 14 /m2 L=0.50 ancré dans le gros béton au moment du coulage pour la liason semelles gros béton



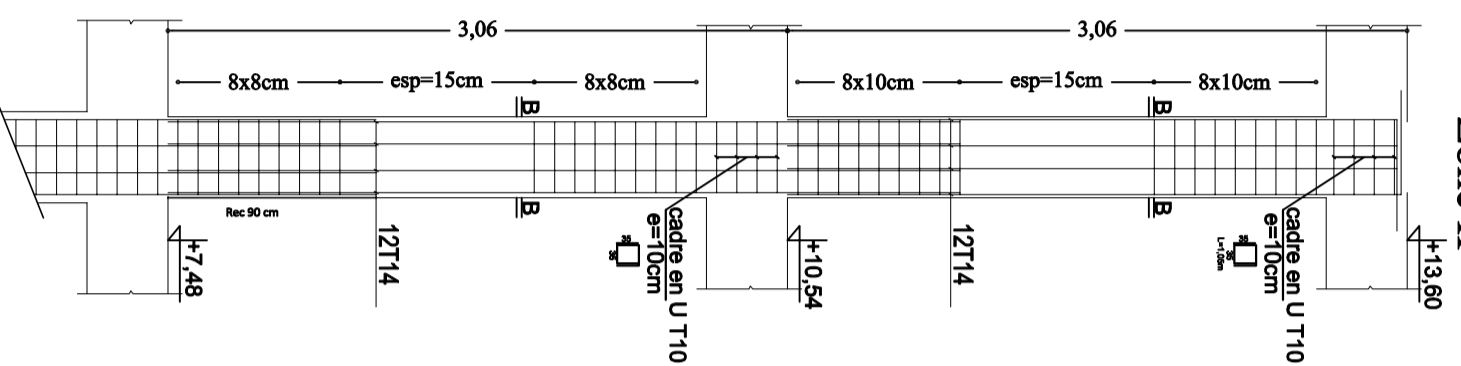
Ferrailage Poteaux

Zone I



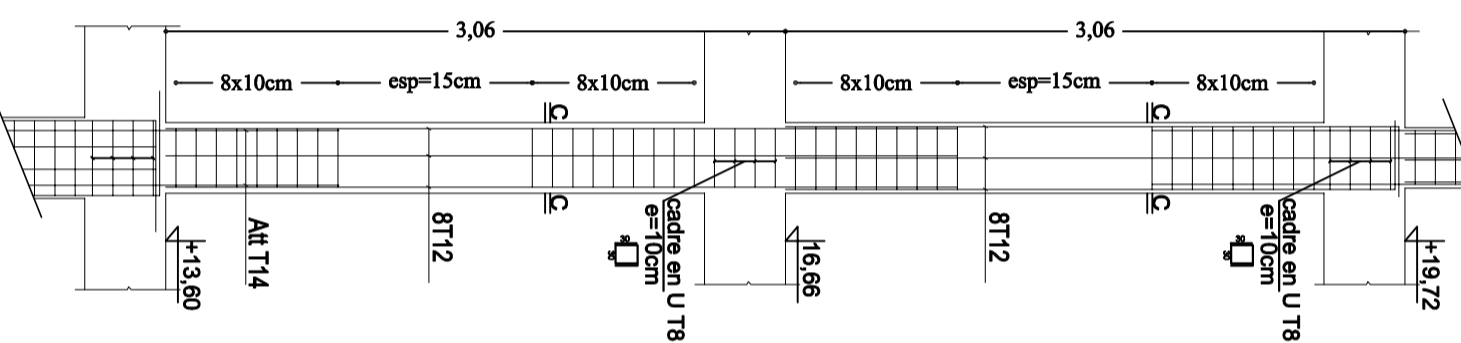
Ferrailage Poteaux

Zone II



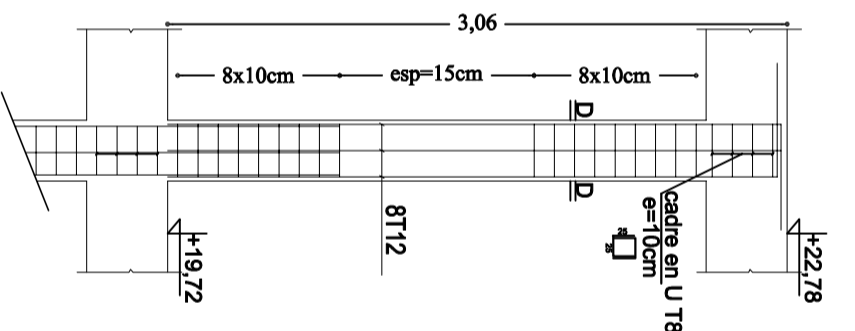
Ferrailage Poteaux

Zone III

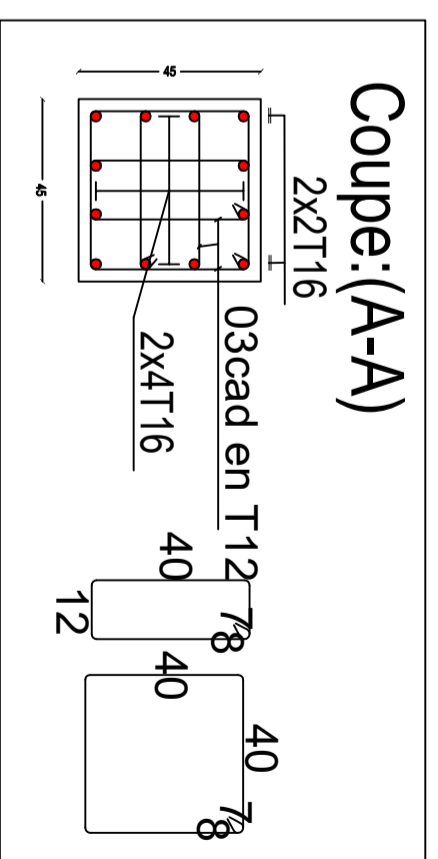


Ferrailage Poteaux

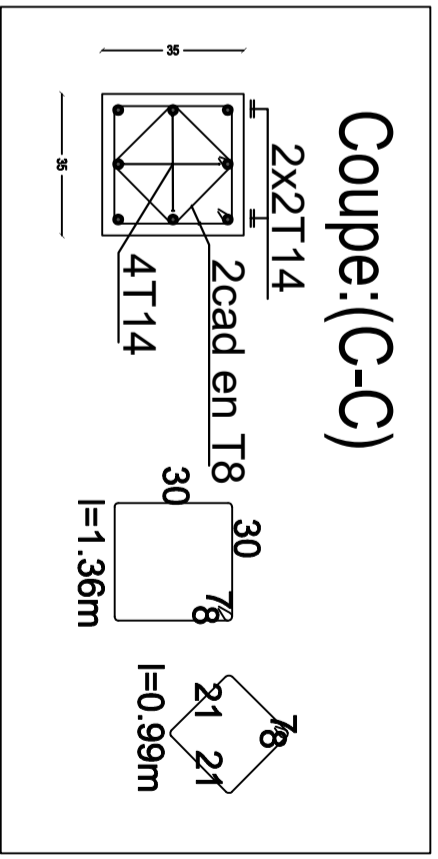
Zone IV



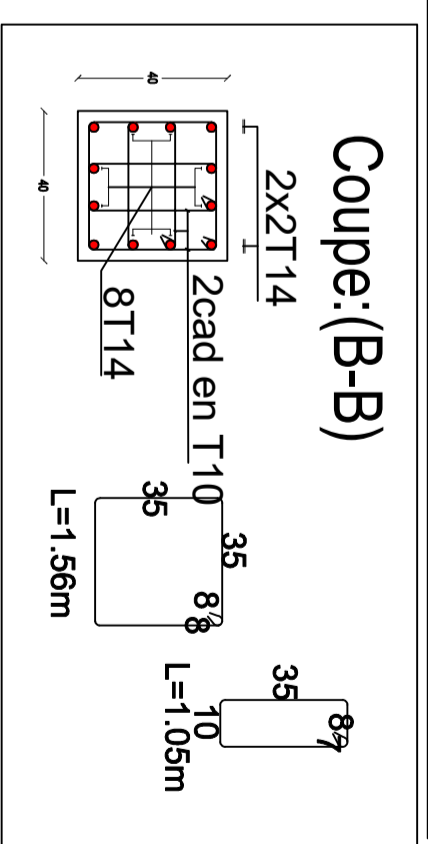
Coupe:(A-A)



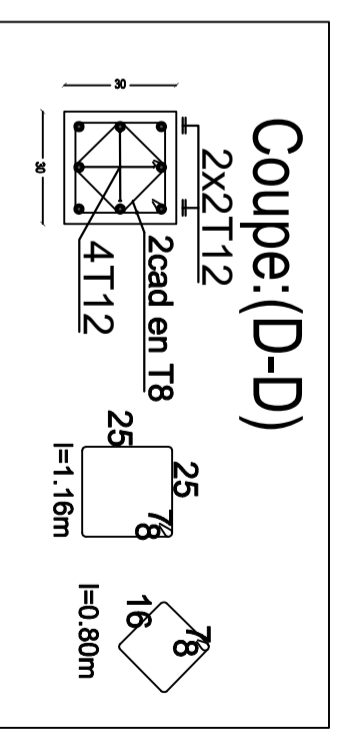
Coupe:(C-C)

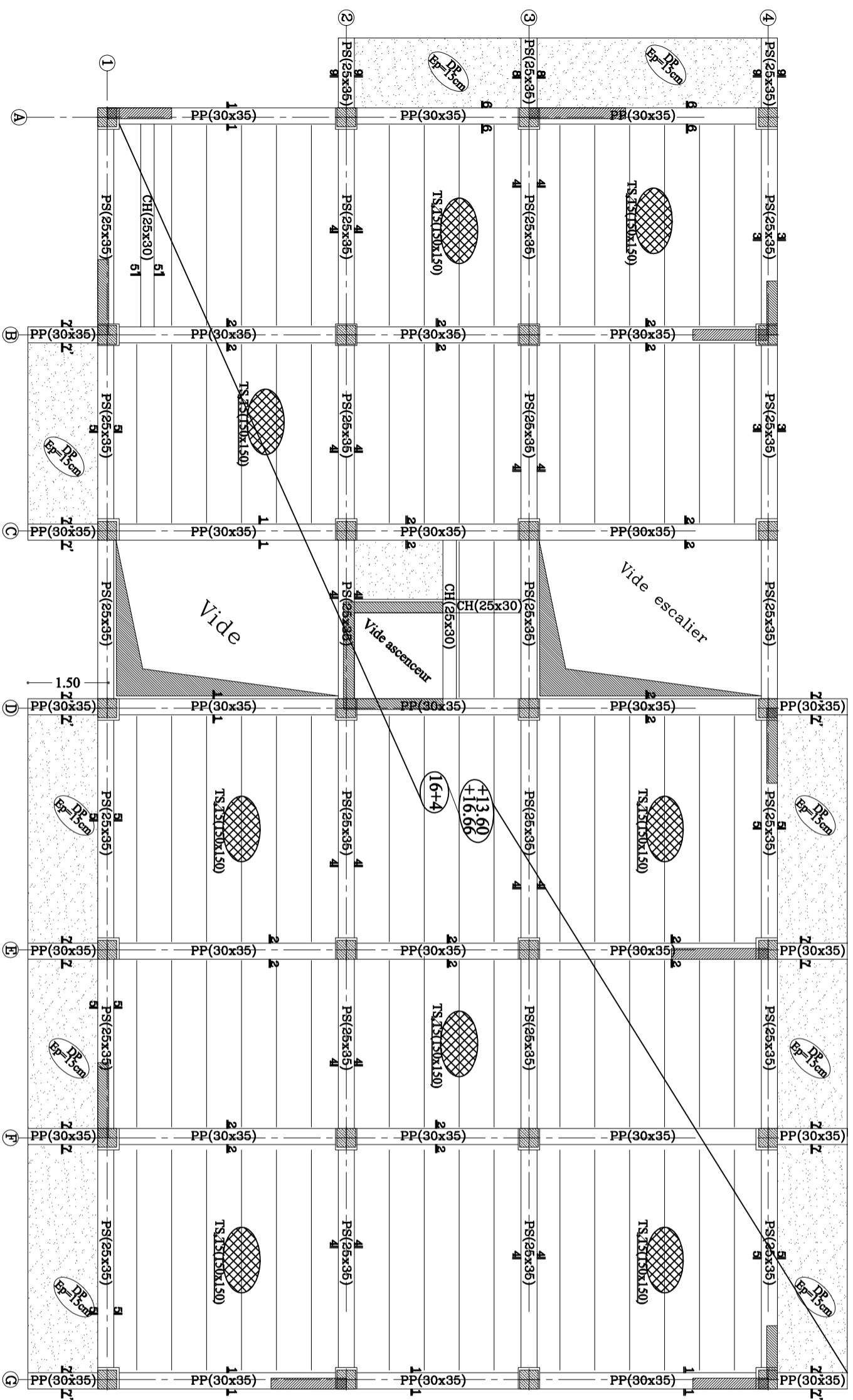


Coupe:(B-B)

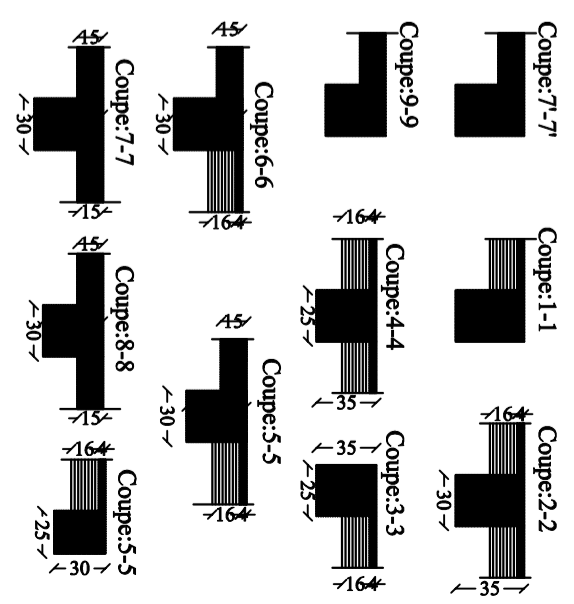


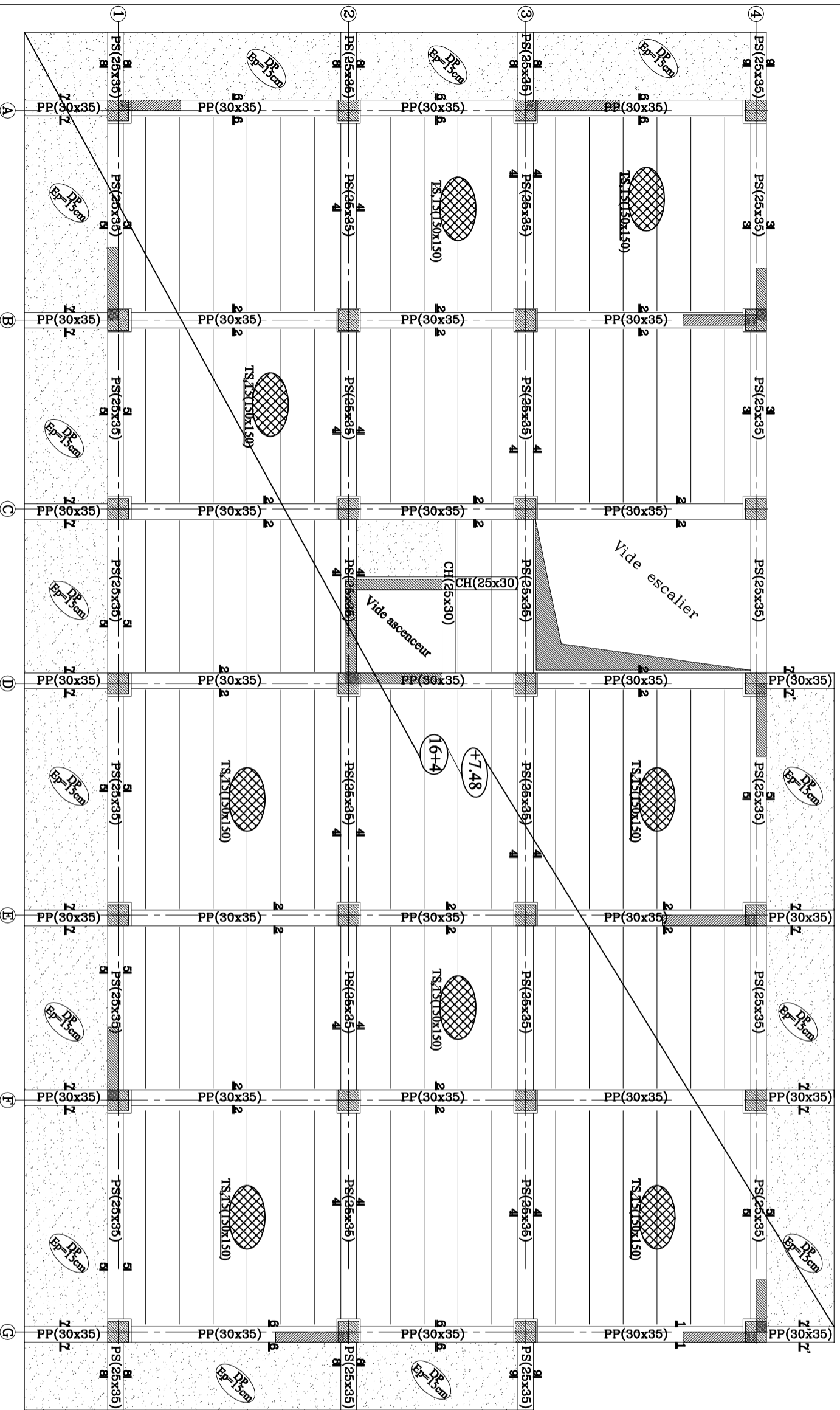
Coupe:(D-D)





Plan coffrage Plancher niv°: +13.60m / +16.66m





Plan coffrage Plancher niv°: +7.48m

