

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+9 à usage d'habitation et bureaux et commercial, Système de contreventement par voiles porteurs, modélisée à l'aide du logiciel ETABS

Présenté par :

M^{elle} : MOUSSOUNI Fatma

Devant le jury composé de :

Président :	Mr. MANSOURI Arezki	M.C.A.	UMMTO
Examinatrice :	Mme. SMAHI Rebiha	M.C.A.	UMMTO
Encadreur :	Mr. ATLAOUI Djamal	M.C.A.	UMMTO

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur Ms ATLAOUI , pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chères sœurs : Ouzna, Fatima

A mes chères frères : Smail , Arezki , Amar , Mokrane

A mes neveux : Naila, Sarah, Dania, Sérine

A toute ma famille sans exception.

A mes proches amis : Mélissa, Sabrina, Cylia, Hassiba.

A tous mes amis qui m'ont soutenu.

Fatma

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage	2
Introduction	2
I.1. Description de l’ouvrage.....	2
I.2. Caractéristique géométrique de l’ouvrage	2
I.3. Règlements utilisés et normes de conception	3
I.4. Éléments de l’ouvrage.....	3
I.5. Les hypothèses de calcul.....	9
I.6. Les états limites.....	9
I.7. Matériaux	10
I.8. Les actions sur la structure.....	17
Conclusion.....	18
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	19
Introduction	19
II.1. Les planchers	19
II.2. Les dalles pleines.....	22
II.3. Les poutres.....	22
II.4. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)	25
II.5. Les poteaux.....	26
II.6. Descente de charge	30
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	36
Introduction	36
1. L’acrotère	42
2. Plancher en corps creux.....	60
3. L’escalier	70
4. La poutre palière	72
5. La dalle de la salle machine	83
6. Le balcon	94
7. Etude de la poutre de chaînage.....	100

Chapitre IV : Modélisation	107
IV.1. Introduction	107
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	107
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	108
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	124
Introduction	124
V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	124
V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	127
V.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	130
V.4. Justification vis-à-vis des déplacements.....	140
V.5. Vérifications de l'effet P-Delta	142
Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux	146
VI.1. Ferrailage des poteaux	146
VI.2. Ferrailage des poutres	150
VI.3. Ferrailage des voiles	172
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	200
VII. 1. Introduction.....	200
VII. 2. Choix du type de fondation :	201
VII. 3. Étude du sol	202
VII .4 . Dimensionnement	206
VII.5. Ferrailage du radier	215
Conclusion générale	231

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil regroupe l'ensemble des techniques liées aux différents types de construction. Les ingénieurs civils interviennent dans la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages et infrastructures urbaines. Ils en assurent également la gestion, dans le but de répondre aux besoins de la société, tout en garantissant la sécurité publique et la préservation de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages affectés par les séismes révèle souvent des causes récurrentes, principalement liées à de mauvaises dispositions constructives ou à des malfaçons d'exécution, souvent flagrantes. Il ne suffit donc pas de se contenter d'appliquer les règlements : il est essentiel de comprendre les facteurs qui influencent le comportement dynamique des structures, afin d'anticiper au mieux leur réponse sismique.

Les différentes études et réglementations recommandent divers systèmes de contreventement, visant à réduire les déplacements, limiter les risques de torsion et assurer une dissipation efficace des efforts. Le choix du système de contreventement dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur du bâtiment, sa destination d'usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent aujourd'hui de nombreux outils informatiques et logiciels de calculs performants, rapides et précis, facilitant la maîtrise de la méthode des éléments finis appliquée au Génie Civil, ainsi que le dimensionnement de diverses structures dans des délais réduits.

Dans le cadre de notre projet portant sur l'étude d'une structure de bâtiment R+9 à usage mixte (habitation et bureaux), contreventée par des voiles porteurs, nous avons d'abord réalisé une analyse statique présentée dans les trois premiers chapitres. Ensuite, la structure a été soumise à l'action sismique conformément au spectre de calcul défini par le Règlement Parasismique Algérien [RPA 2024]. Le dimensionnement des éléments en béton armé a été effectué selon la méthode des états limites définie par les règles [BAEL 91]. La réponse de la structure a été modélisée et analysée à l'aide du logiciel ETABS.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous amène à effectuer des calculs visant à garantir la résistance et la stabilité de la structure, ainsi que la sécurité des personnes, pendant et après sa réalisation, tout en optimisant les coûts.

À cet effet, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, notamment le règlement parasismique algérien **RPA (version 2024)**, les bases du **BAEL 91** (modifié en 1999), ainsi que le DTR-BC 22 relatif aux charges et surcharges d'exploitation.

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'une structure d'un bâtiment (R+9) à usage multiple (habitation, bureaux et commercial). Ce bâtiment est implanté au niveau de la commune de Tizi-Ouzou, dans la wilaya de Tizi Ouzou

Selon le nouveau règlement parasismique algérien (**RPA version 2024**), la classification de l'ouvrage selon sa situation géographique (selon la zone sismique) est donnée par l'article 3.1. Le bâtiment est situé dans une zone sismique « **moyenne à élevée** », soit dans la **zone sismique IV**.

La classification de l'ouvrage selon son importance est indiquée par l'article 3.4 dans la catégorie d'ouvrages d'importance moyenne (**groupe 02**).

La classification selon le site (selon la nature du sol) est donnée par l'article 3.2 du RPA 2024, pour une contrainte admissible du sol prise égale à 2 bars, soit un **site ferme S2** (voir tableau 3.1 du RPA 2024).

Notre ouvrage est un bâtiment (R+9) composé des éléments suivants :

- RDC à usage commercial
- 02 étages de service à usage de bureaux
- 07 étages courants à usage d'habitation
- 01 cage d'escaliers
- 02 cages d'ascenseur

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

Dimensions en élévation

La Hauteur totale est de :.....**32.32 m.**

La hauteur du RDC :.....**4.08 m.**

La hauteur d'étage courant :.....**3. 06 m.**

Dimensions en plan

La longueur de l'ouvrage :**21.57m.**

La largeur de l'ouvrage :.....**13 .90m.**

I.3. Propriétés mécaniques du sol d'assise

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier

Vue que le bureau d'étude qui nous a donné le projet , il n'avait pas le rapport de sol , pour cette raison on pris une contrainte de sol de **2 bars qui correspond à un très bon sol , pour une profondeur h = 2m**

I.4. Différents éléments de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci- après :

Ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharge.

Il ya deux types de plancher.

Planchers en corps creux :

Ils sont constitués des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

La dalle de compression en béton : est une dalle en béton armé d'un quadrillage d'armature aillant comme but :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine de charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

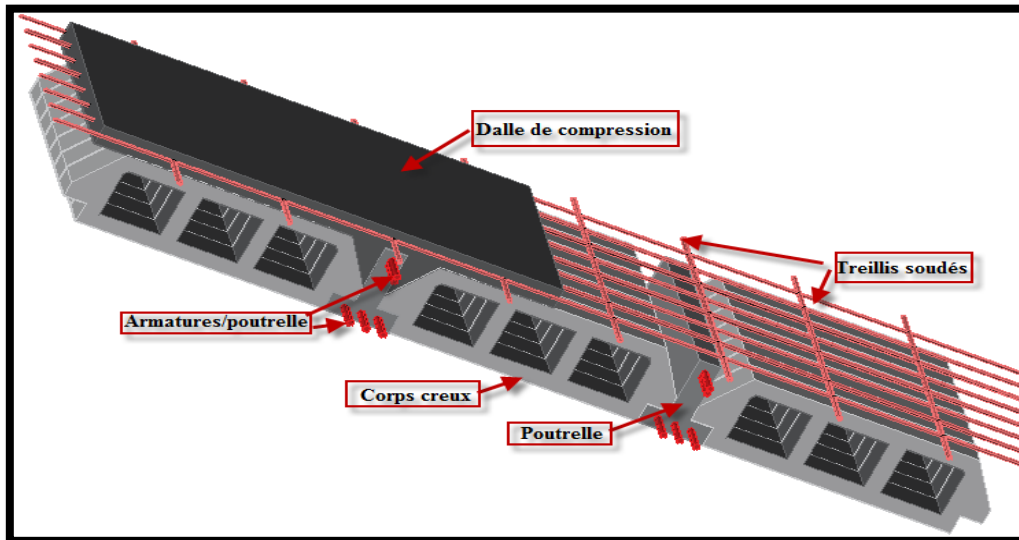


Figure I .1 Schéma du plancher corps creux

Dalle pleine en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour les balcons et la salle machine.

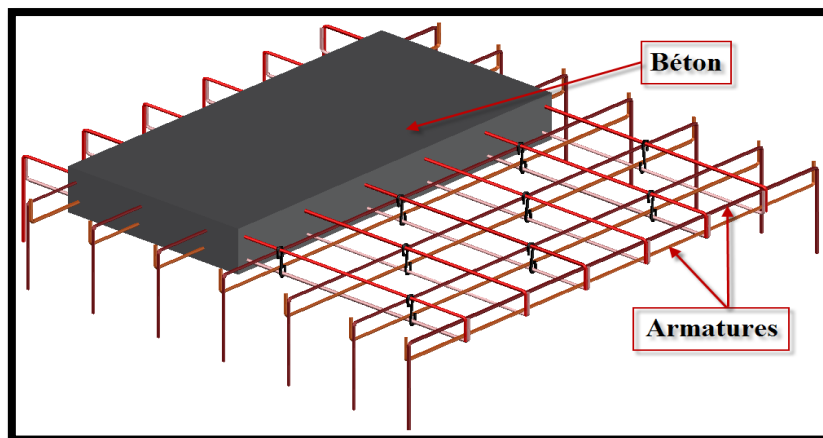


Figure I.2 Schéma de dalle pleine

L'escalier :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Un escalier est une structure constituée d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'un escalier de type droit avec deux (02) volées.

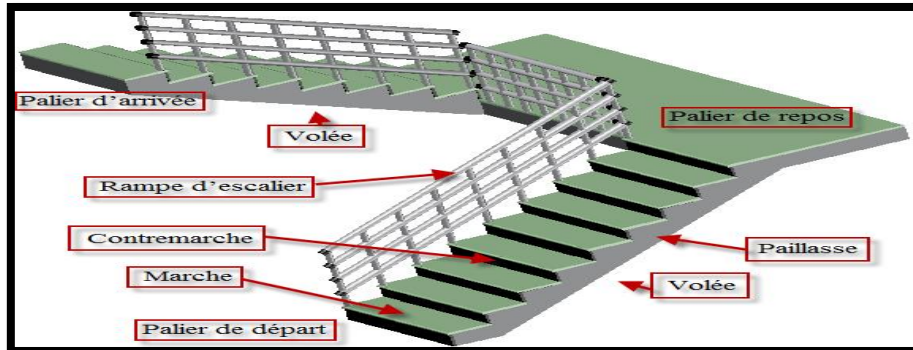


Figure I.3 Schéma d'un escalier à deux volées

Cage d'ascenseur :

Ce sont des équipements de transport vertical essentiels dans les bâtiments à plusieurs niveaux. Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur, réalisées en voiles en béton armé.

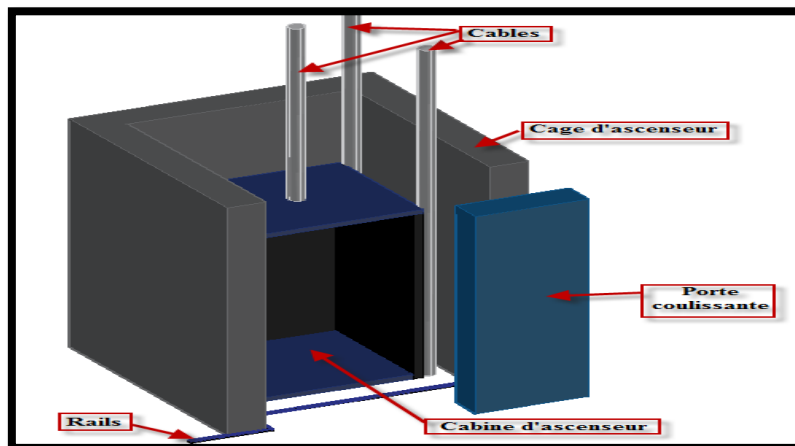


Figure I.4 Schéma de la cage d'ascenseur

Maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, Moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Ø Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de 15 et 10cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5cm.

Ø Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

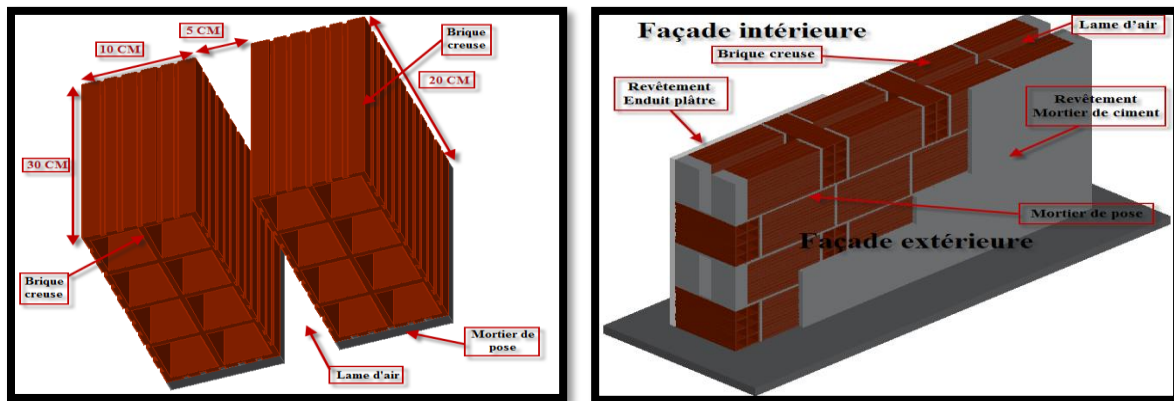


Figure I.5 Schéma des murs extérieurs en double cloison

Les Revêtements :

Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de gravillon roulé, feuille multi couche, isolation et une forme de pente de 1,5%

Enduit extérieur : c'est un mortier de ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs et des cages d'escaliers.

Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieur à l'exception des sanitaires et la cuisine qui seront revêtu par un mortier de ciment

Granito : sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux

Carrelage : reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers Céramique : pour les salles d'eau et les cuisines.

Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent

Systeme de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

Balcon :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux surtout.

Acrotère :

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 70cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.5. Règlements utilisés

Les règles utilisées sont :

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Les règles parasismiques algériennes (RPA 2024).

Document technique réglementaire (DTR-BC-22).

Construction en béton armé (CBA 93).

I.5.1 Hypothèses de calcul (ArtA1.2BAEL91 V99)

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91 modifié 99** basé sur la théorie des états limites.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.5.2 Les différents états limites

Un état limite, est un état pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments), est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a. États limites ultimes (ELU)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b. Etats limite de service (ELS)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.6.1 Béton :

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulats, et eau. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Dans le cas courant, le béton utilisé est composé de :

Sable propre.....380 à 450 m³

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Gravier750 à 850 m³

Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³

Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

I.6.2 Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, Mesurée à "j" jours d'âge.

I.6.2.1 Résistance caractéristique à la compression (Art 2.1.11BAEL91 V99)

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la

Compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j \leq 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

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

I.6.2.2-Résistance caractéristique à la traction (Art A.2.1.12/BAEL91V99)

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} du béton est

calculée à partir de sa résistance à la compression, elle est donnée par la formule

suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}, f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.6.3 Contraintes limites du béton :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

I.6.3.1 Contrainte limite ultime à la compression (σ_{bc})

(Art A.4.3.3/BAEL91V99)

,L'Etat limite ultime [ELU] (Art A.4 .3 .41 BAEL91)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ en MPa}$$

Avec :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (courante).

- γ_b : Coefficient de sécurité

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

θ : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque } j > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 < j < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$$

Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14,2$ MPa.

Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 18,48$ MPa.

Diagramme contraintes -déformations du béton (Art A.4.3.41/BAEL91)

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) -déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».

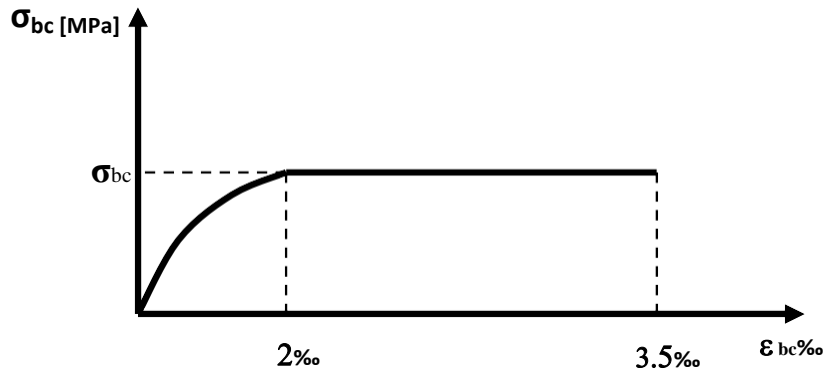


Figure I. 6 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \implies Compression pure (bc raccourcissement du béton)

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ \implies Compression avec flexion.

-En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

-En compression avec flexion les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

b) Etat limite de service (ELS) (Art A .4 .5 .2 BAEL9)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ en MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

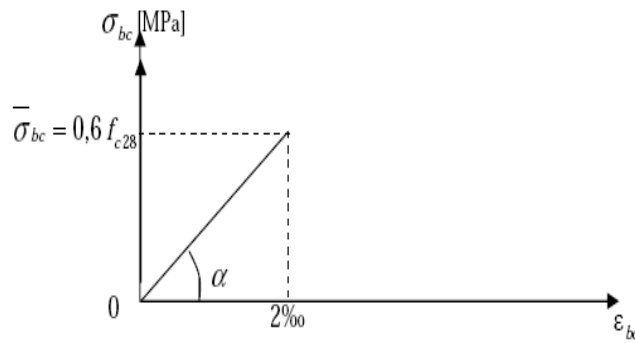


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.6.3.2 Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1/BAEL91V99)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}] = 3,33 \text{ Mpa}$$

✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,50 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}] = 2,50 \text{ Mpa}$$

I.6.3.3 Module d'élasticité longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantanée (Art A.2.1.21/BAEL91V99)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

d) Module d'élasticité différée (Art A.2.1.22/BAEL91V99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 1/3 E_{ij}$$

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

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

I.6.3.4 Module d'élasticité transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

E : Module de Young [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson (Art A-2-1-3 BAEL91 modifié99)

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

I.6.3.5 Coefficient de poisson (Art A.2.1.3/BAEL91V99)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré} \\ \nu = 0,2 \text{ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.} \end{array} \right.$$

I.7. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de fissuration Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14%	1.6	1.5
Aciers en Barre	Treillis soudé (T S)	TS	520	550	8%	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

I.7.1. Modules d'élasticité longitudinale (Art: A.2.2.1/BAEL 91 V99)

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 = 200000 \text{ MPa}$$

Diagramme contraintes déformations

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier ; se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure :

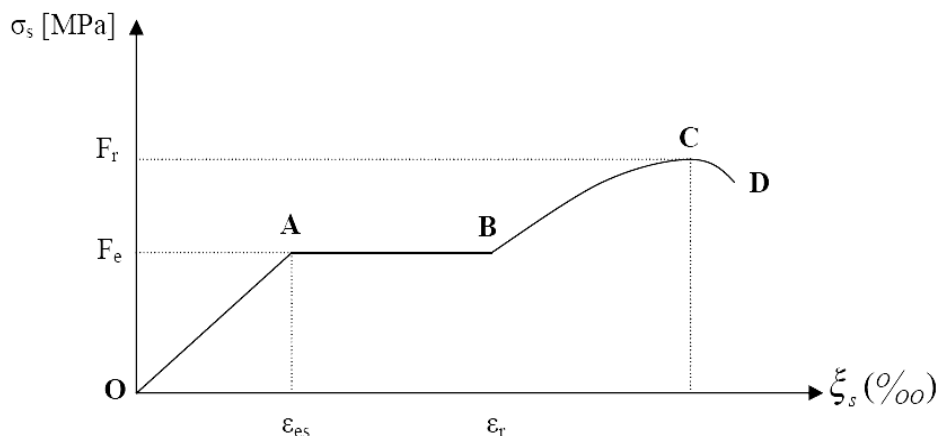


Figure 1. 8 : Diagramme contraintes - déformations de l'acier

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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 relatif correspondant à la résistance à la rupture.

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

Diagramme contrainte-déformation de l'acier

(Art A.2.2.2/BAEL 91 V99)

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effet de traction jusqu'à la rupture. Le diagramme contrainte – déformations est conventionnellement défini ci-après

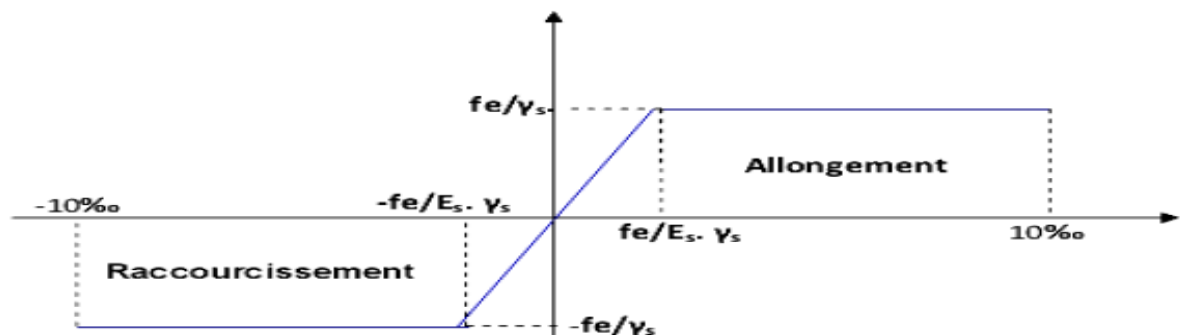


Figure 1.9 : Diagramme « contrainte – déformation de l'acier »

I.7.2. Contrainte limite

Contrainte limite de calcul (ELU) (Art : A.4.3.2/BAEL91 V99)

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \\ \sigma_s : \text{la Contrainte d'acier à L'ELU} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa pour les aciers doux FeE24} \end{cases}$$

Contrainte maximale des armatures tendues (E L S)

(Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire, $\sigma_s \leq f_e$
- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\} \text{ en [MPa]}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en [MPa]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérences (HA) de diamètre} \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA} < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisses.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration

I.7.3. Protection des armatures (Art A.7.2.4/BAEL91V99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage(C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $C \geq 3\text{ cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

À ce stade, l'ensemble des éléments composant notre ouvrage ont été définis, de même que les propriétés mécaniques et massiques des matériaux prévus pour la construction, en conformité avec les prescriptions du **BAEL 91** modifié 99 et du Règlement Parasismique Algérien (**RPA version 2024**).

Chapitre II
Pré-dimensionnement des
éléments

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que le dimensionnement préliminaire des différentes sections des éléments de la structure, comme les planchers, les poutres, les voiles, les poteaux, etc., selon les prescriptions réglementaire données par le Règlement Parasismique Algérien (RPA version 2024) et les règles BAEL 91 modifiées 99.

II.2. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant le revêtement et les surcharges.

II.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression en béton armé coulée sur place et sa hauteur est donnée par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99**)

➤ La hauteur totale du plancher h_t est donné par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

h_t : hauteur totale du plancher

L_{\max} : Porté libre de la plus grande portée entre nœuds d'appuis dans le sens des poutrelles

Remarque : pour la section des poteaux on prend le minimum de RPA 2024 ($\min(b_1, h_1) \geq 30$ cm en zone IV (moyenne élevée).

Dans notre cas : $L_{\max} = 475 - 30 = 445$ cm

On aura donc : $h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,78$ cm

Ainsi on optera pour $h_t = 20$ cm, soit un plancher de (16 + 4)

➤ **16 cm** pour la hauteur du corps creux.

➤

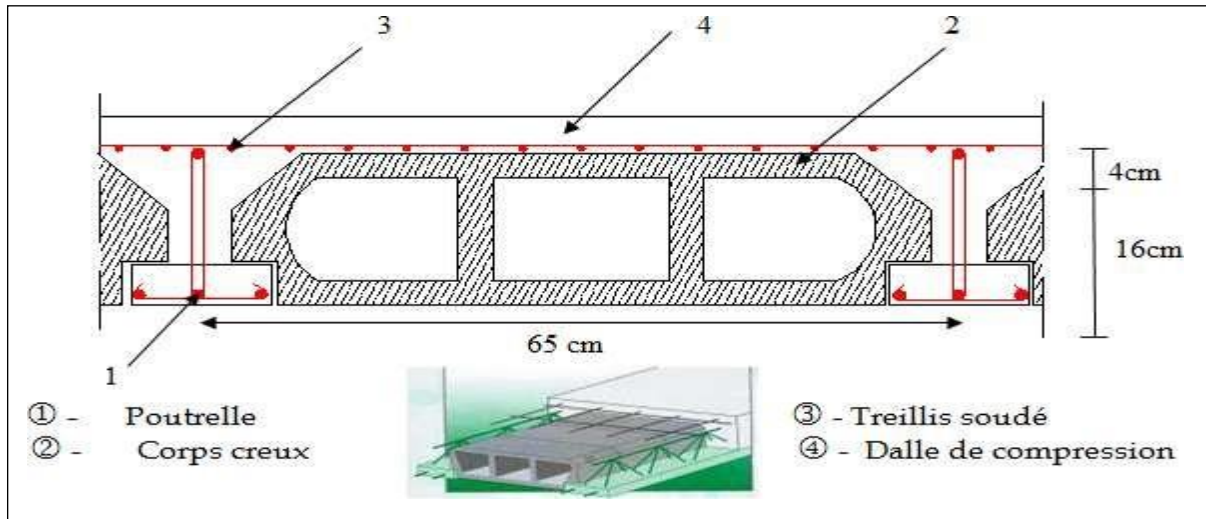


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

Dans le projet présent, la dalle est considérée comme une console : $e_p > \frac{l}{10}$

Avec :

l : la longueur de la console.

Pour :

$$l = 140 \text{ cm}$$

On a :

$$e_p = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Soit :

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

II.3. Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appuis verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Les poutres doivent avoir des sections régulières, celle-ci peuvent être rectangulaires ou carrées. Selon les règles (**B.A.E.L.91 modifié 99**), les poutres seront pré dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité).

De plus celle-ci, seront vérifiées suivant le (**RPA version 2024**)

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

L_{\max} : distance maximale entre nœuds d'appuis dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions du **RPA version 2024**(Art 7.5.1)

- $b \geq 25\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1. Poutres principales (sens transversal Y-Y)

Les poutres principales servent de colonne verticale structurelle, supportant et distribuant les charges essentielles au sein de la construction sur les porteurs verticaux (poteaux et voiles).

En zone sismique IV, la section minimum des poteaux est de $(30 \times 30)\text{cm}^2$

- La hauteur :

$$\text{On a : } L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,66 \text{ cm} \leq h \leq 46,0 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

- La largeur :

$$\text{On a : } 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

→ La section des poutres principales est $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

- Vérification des sections du RPA :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 < 4$ Condition vérifiée

II.3.2. Poutres secondaires (sens longitudinal X-X)

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- La hauteur :

On a : $L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

Donc : $\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \rightarrow 29,67 \text{ cm} \leq h \leq 44,50 \text{ cm}$

On prend : **$h = 35 \text{ cm}$**

- La largeur :

On a : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

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

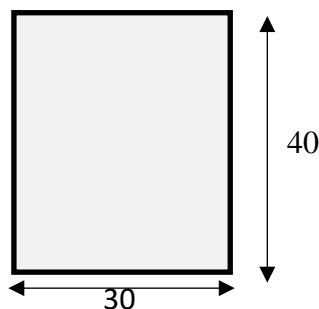
La section de la poutres secondaires ($b \times h$)est de **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

- Vérification des sections du RPA :

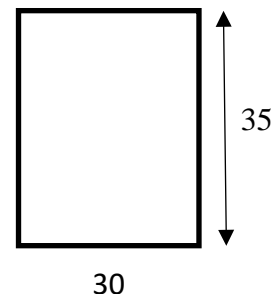
$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4$ Condition vérifiée



Poutres principales



Poutres secondaires

Figure II.2 : Coupe verticale des poutres

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le (RPA version 2024, Art 7.7.1), les éléments considérés comme voile doivent satisfaire la condition suivante : $L_w \geq \max \{ h_e/3 ; 4b_w ; 1m \}$

Avec L_w : la longueur minimale du voile.

L'épaisseur du voile (b_w) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous :

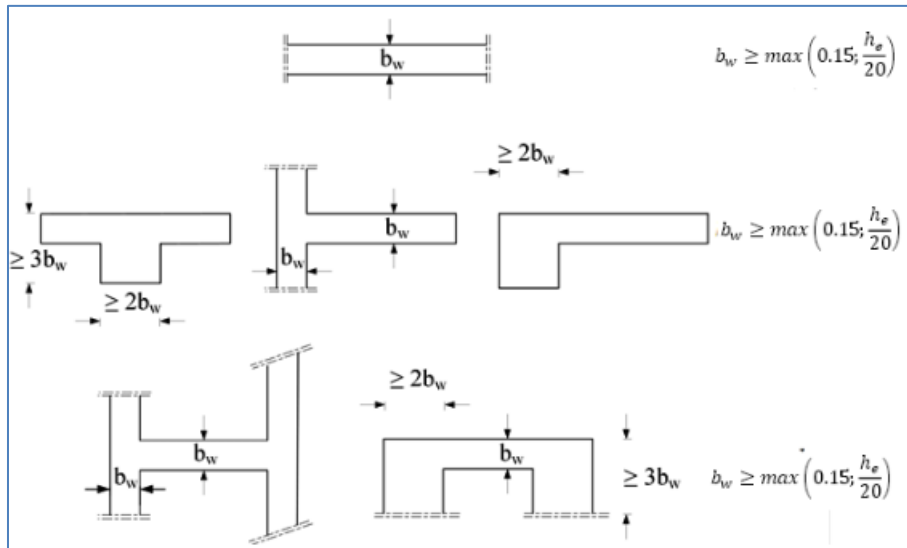


Figure II.3 : Epaisseur minimum des voiles selon la configuration

Avec : L : longueur du voile.

b_w : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

Ainsi, dans notre cas, l'épaisseur des voiles doit être prise comme suit :

$$b_w \geq \max \left(15; \frac{h_e}{20} \right) \text{ Avec : } h_e = h - e_p ; e_p : \text{Hauteur de plancher.}$$

➤ Pour le RDC : $h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 19,40 \text{ cm})$; On opte pour une épaisseur $b_w = 20 \text{ cm}$

➤ Pour les étages courants : $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 14,30 \text{ cm})$; On opte pour une épaisseur $b_w = 20 \text{ cm}$

$$L_w \geq \max \{ h_e/3 ; 4b_w ; 1\text{m} \} \longrightarrow L_w \geq \max \{ 388/3 ; 4 \times 20 ; 1\text{m} \} \longrightarrow L_w \geq 1,29 \text{ m}$$

Tous les voiles doivent avoir une longueur L_w telle que : **$L_w \geq 129 \text{ cm}$**

Finalement on optera pour les voiles d'une épaisseur **$e = 20 \text{ cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

II.5. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 du RPA 2024), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone sismique **IV** doivent satisfaire la condition suivante :

➤ **Section rectangulaire :**

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I, II et III.
- **$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$** **En zone IV, V et VI.**
- **$\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20}$** **Quelle que soit la zone**
- **$1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$** **Quelle que soit la zone**

Avec : b_1 : petit cote de la section des poteaux.

h_1 : grand cote de la section des poteaux.

l_{cl} : la hauteur d'étage de poteaux.

La section du poteau sera déterminée par la formule : **$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$**

Avec : **$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$**

N_s : effort normal de compression repris par le poteau le plus sollicité

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

S : section du poteau

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service de béton en compression simple

D'où : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

II.6. Détermination des charges et surcharges

II.6.1. Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux

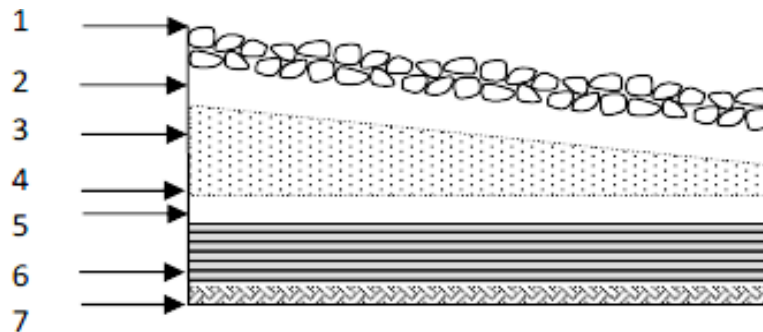


Figure II.5 Coupe verticale d'un plancher d'étage terrasse inaccessible

Tableau II.1 Charges permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	La Charge (KN/m ²)
1.Couche de gravier	0,05	17	0,85
2.Etanchiété multicouche	0,02	6	0,12
3.Béton en forme de pente	0,05	22	1,10
4.Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,01
5.Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6.Plancher en corps creux	0,20	/	2,80
7.Enduits de plâtre	0.02	10	0,20
			G_T = 5,24

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Plancher d'étage courant en corps creux

Tableau II.2 Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge(KN/m^2)
1.Revêtement en carrelage.	0,02	20	0,4
2.Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3.Couche de sable.	0,03	18	0,54
4.Dalle en corps creux.	0,20	/	2,80
5.Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2
6.Cloison de séparation	0,10	9	0,9
			$G_T = 5,24$

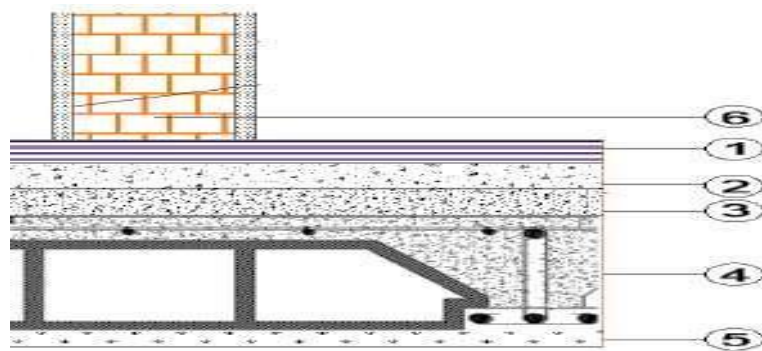


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

- Balcon (dalle pleine)

Tableau II.3 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge(KN/m^2)
1.Revêtement en carrelage.	0,02	20	0,4
2.Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3.Couche de sable.	0,03	18	0,54
4.Enduit de mortier de ciment	0,02	10	0,2
5.Poids propre de la dalle	0,15	24	3,6
			$G_T = 5,14$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Maçonnerie
- Mur extérieur

Tableau II.4 Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge(KN/m^2)
1.Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
2.Briques creusent.	0,2	9	1,8
3.Lame d'aire.	0,05	/	/
5.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
			$G_T = 2,36$

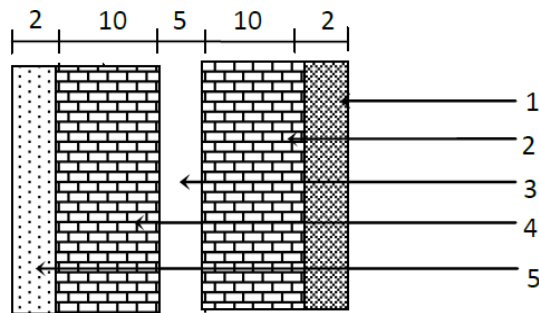


Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur

- Mur intérieur

Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge (KN/m^2)
1.Brique creuse.	0,1	1	0,9
2.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
3.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
			$G_T = 1,3$

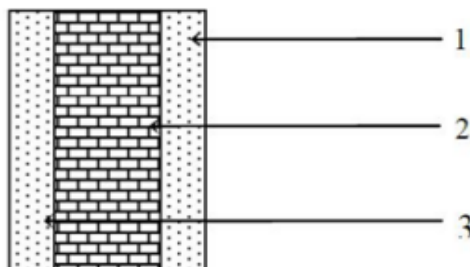


Figure II.7 Mur intérieur

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.6.2. Surcharge d'exploitation

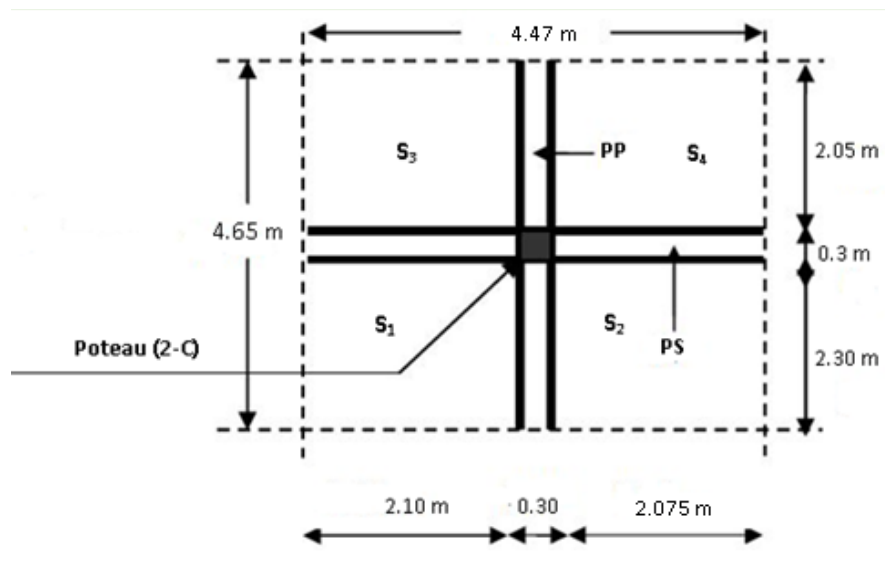
Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

Éléments	Surcharges [KN/m ²]
Acrotère.	1
Plancher terrasse inaccessible.	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher de RDC (locaux)	5
Plancher étage de service	2,5
Balcons.	3,5
Escaliers.	2,5

Tableau II.8 : Récapitulatif des surcharges d'exploitations

II.7. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.7.1 Calcul des surfaces d'influence



La section revenant au poteau le plus chargé est donné :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$S_n = (2,05 \times 2,10) + (2,05 \times 2,075) + (2,30 \times 2,10) + (2,30 \times 2,075)$$

$$S_n = 4,305 + 4,254 + 4,83 + 4,773$$

$$S_n = 18,16 \text{ m}^2$$

II.7.2. Calcul du poids propre des poutres

- **Poutres principales :**

On a : $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$ (poids propre du béton)

$$P_{pp} = (0,30 \times 0,4) \times 4,65 \times 25$$

$$P_{pp} = 13,95 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (4,17) \times 25$$

$$P_{ps} = 11,44 \text{ KN}$$

- **Le poids total :**

$$P = P_{pp} + P_{ps} = 13,95 + 11,44$$

$$P = 25,39 \text{ KN}$$

II.7.3 Calcul du poids propre des planchers

- On a : $P = S \times G$

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

$$P_{pt} = S_n \times G_{pt}$$

$$P_{pt} = 18,16 \times 5,24 = 95,158 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$P_{PC} = 18,16 \times 5,24 = 95,158 \text{ KN}$$

II.7.4. Poids propre des poteaux

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min** ($b1, h1$) $\geq 30 \text{ cm}$ en **zone IV**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure nous prendrons : $b = h = 30 \text{ cm}$.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$PRDC = (0,30 \times 0,30) \times 3,68 \times 25 = 8,73 \text{ KN}$$

$$PC = (0,30 \times 0,30) \times 2,86 \times 25 = 6,435 \text{ KN}$$

II.7.5. Calcul des surcharges d'exploitations

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

$$Q_{Pt} = 18,16 \times 1,00 = 18,16 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_{Pc} = 18,16 \times 1,5 = 27,24 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage de service :**

$$Q_{Ps} = 18,16 \times 2,5 = 45,4 \text{ KN}$$

- **Plancher du RDC :**

$$Q_{PRDC} = 18,16 \times 5 = 90,8 \text{ KN}$$

II.8. La loi de dégression des charges

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

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

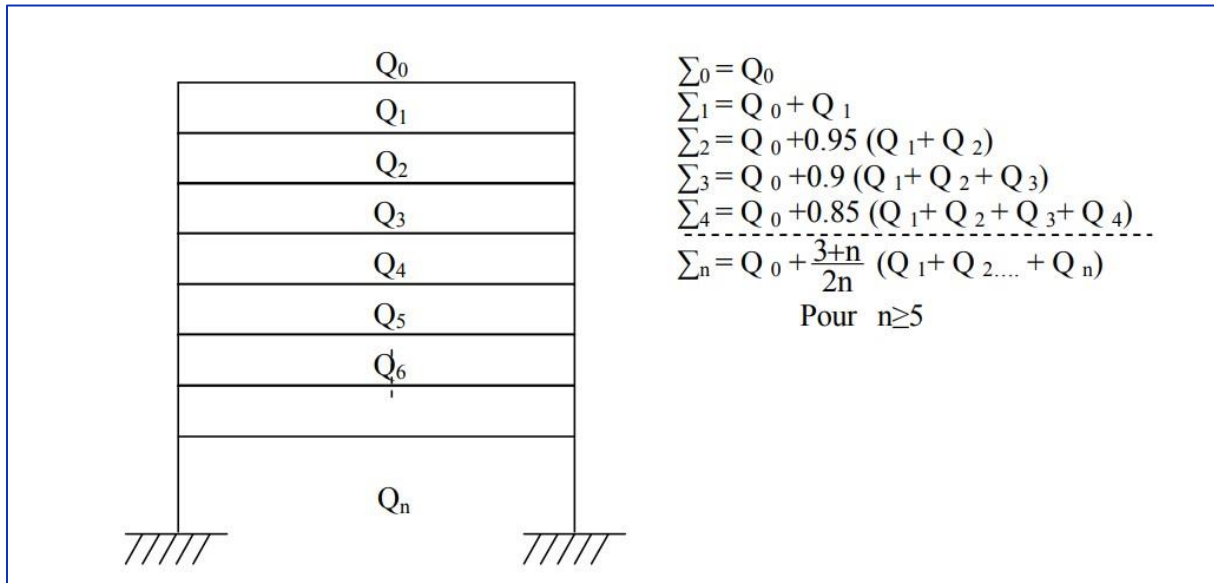


Figure II.8 : loi de dégression des surcharges d'exploitation

II.8.1. Coefficient de dégression de surcharges

Niveau	9ème	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

II.8.2. Dégression verticale des surcharges d'exploitations

Tableau II.10 : Descente de charges de la bâtisse

Niveaux	Opération
9ème	$Q_0 = 18,16 \text{ KN}$
8ème	$Q_0 + Q_1 = 18,16 + 27,24 = 45,4 \text{ KN}$
7ème	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,16 + 0,95(2 \times 27,24) = 69,91 \text{ KN}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

6ème	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=18,16+0,9(3 \times 27,24) = \mathbf{91,70 \text{ KN}}$
5ème	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 18,16+0,85(4 \times 27,24) = \mathbf{110,77 \text{ KN}}$
4ème	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+Q_5) = 18,16+0,8(5 \times 27,24) = \mathbf{127,12 \text{ KN}}$
3ème	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 18,16+0,75(6 \times 27,24) = \mathbf{140,74 \text{ KN}}$
2ème	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 18,16+0,71[(6 \times 27,24) + (1 \times 45,4)] = \mathbf{166,436 \text{ KN}}$
1er	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 18,16+0,68[(6 \times 27,24) + (2 \times 45,4)] = \mathbf{191,043 \text{ KN}}$
RDC	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 18,16+0,66[(6 \times 27,24) + (2 \times 45,4) + (1 \times 90,8)] = \mathbf{245,886 \text{ KN}}$

II.8.3. Pré dimensionnement des poteaux

On a adopté pour les poteaux des sections supérieure à celles trouvées dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux

Tableau II.11 : détermination des charges et surcharges

Niveaux	Charges Permanentes (KN)					Qcum (KN)	Effort Normal $N_s = G_c Q_c$ (KN)	Section du Poteau cm^2		
	G _p	G _{pot}	G _{pout}	G _{tot}	G _{cum}			$S_{min} (\text{cm}^2) > \frac{N}{0,6f_{c28}}$	L min (cm)	Section Adoptée
9ème	18,16	8,73	25,39	52,28	52,28	18,16	70,44	46,96	6,85	35 × 35
8ème	27,24	8,73	25,39	61,36	113,64	45,5	159,14	106,09	10,3	35 × 35
7ème	27,24	8,73	25,39	61,36	175	69,91	244,91	163,27	12,77	35 × 35
6ème	27,24	8,73	25,39	61,36	236,36	91,70	328,06	218,87	14,79	40 × 40
5ème	27,24	8,73	25,39	61,36	297,72	110,77	408,49	273,32	16,53	40 × 40

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

4 ^{ème}	27,24	8,73	25,39	61,36	359,08	127,12	486,2	324,13	18	40 × 40
3 ^{ème}	27,24	8,73	25,39	61,36	417,44	140,74	558,18	392,12	19,80	45 × 45
2 ^{ème}	45,4	8,73	25,39	79,52	496,96	166,436	663,39	442,26	21,,02	45 × 45
1 ^{er}	45,4	8,73	25,39	79,52	576,48	191,043	767,623	511,74	22,62	45 × 45
RDC	90,8	6,435	25,39	122,62	699,1	245,886	944,98	630	25	45 × 45

II.8.4. Vérification des règles du RPA

- **Vérification relative aux coffrages des poteaux**

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A Version 2024 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IV** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b₁,h₁) ≥ 30 cm En zone IV, V et VI.**

Avec: b₁: petit cote de la section des poteaux.

 h₁: grande cote de la section des poteaux.

lcl : la hauteur d'étage de poteaux.

Tableau II.12 : Vérification des conditions du RPA pour les poteaux

Etage	(b × h)(cm ²)	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30 cm	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ $\frac{lcl}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	Vérification
6 ^{ème} 7 ^{ème} 9 ^{ème}	35x35	(35, 35)	(35, 35) ≥ 15,3	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	C.V.
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème}	40x40	(40, 40)	(40, 40) ≥ 15,3	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	C.V.
RDC 1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	45x45	(45, 45)	(45, 45) ≥ 15,3	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	C.V.

- **Vérification de la résistance des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique qui pour échapper à une charge importante exploite un mode de déformation non sollicité, opposant moins de

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

raideur à la charge.

L'instabilité dépend de :

- La longueur du flambement
- La section (caractéristique géométrique)
- La des appuis

Pour qu'il n'y ait pas de flambement, il faut que l'élancement λ soit ≤ 50 (BAEL99/Art.b.8.4.1) :

$$\text{Avec } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : élancement du poteau

L_f : longueur de flambement : ($L_f = 0.7 L_0$)

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ et $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$

B : section transversale du poteau : ($B = b \times h$)

L_0 : longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12(bh)}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b}$$

Vérification :

Tableau II.13 : Vérification du flambement des poteaux

(b x h) (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	L_0 (m)	L_f (m)	λ	Condition
35	125052,08	10,104	3,06	2,16	21,41	Condition vérifiée
40	213333,33	11,547	3,06	2,16	18,74	Condition vérifiée
45	341718,75	12,990	3,06	2,16	16,65	Condition vérifiée
45	341718,75	12,990	4,08	2,88	22,17	Condition vérifiée

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.9. Conclusion

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

Tableau II.14 Résultats final

Eléments	Dimension (cm)	
Plancher	(16+4)	
Voiles	e =20	
Poutres principales	b =30 h=40	
Poutres secondaires	b=30 h=35	
Poteaux	9 ^{eme} au 7 ^{eme} étages	(35x35)
	6 ^{eme} au 4 ^{eme} étages	(40x40)
	3 ^{eme} au RDC	(45x45)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III- Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL91 modifiée 99 et RPA version 2024.

III-1. Acrotère

III.1.1. Calcul de l'acrotère

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

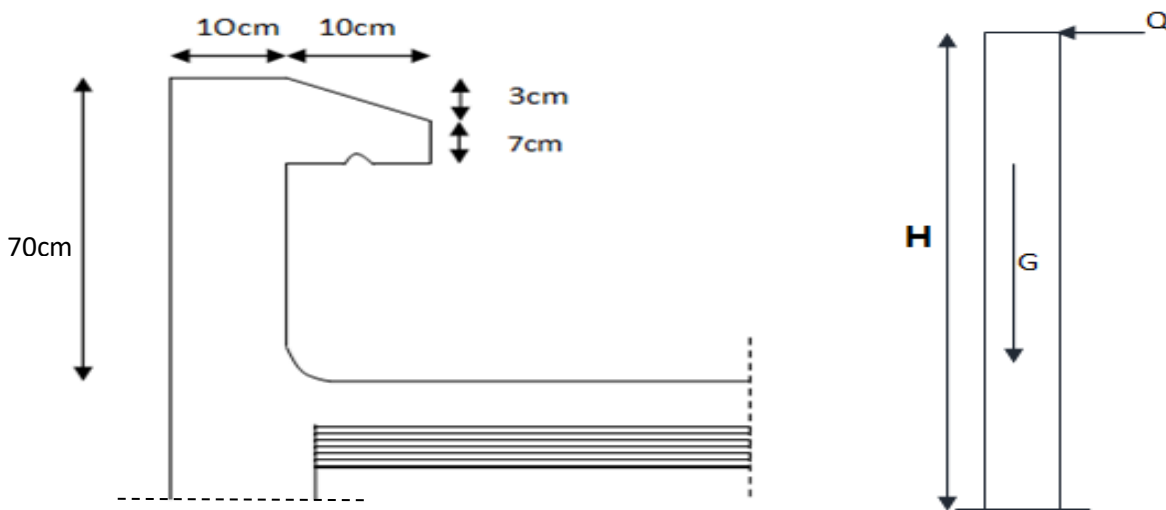


Fig.III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminer en flexion composée.

III.1.1. Dimension de l'acrotère

- largeur : 100 cm.
- hauteur : 70 cm.
- épaisseur : 10cm.

III.1.2. Détermination des sollicitations

Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G=S \times \rho$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{section transversale.} \\ \rho : \text{Masse volumique du béton.} \end{array} \right.$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25 = 1,9625 \text{ KN/m}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.9625 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.9625 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$.

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

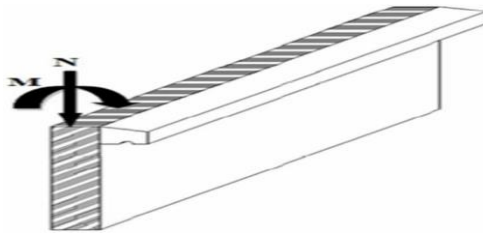


Fig. III.1.2 : Coupe en 3 de l'acrotère

- ❖ **Diagrammes des efforts :**

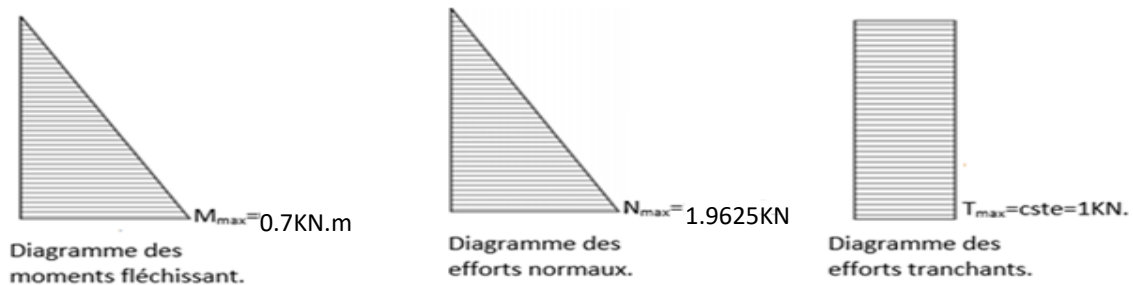


Fig. III.1.3 : schéma statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort Tranchant.

III.1.3. Combinaison des charges

- ❖ **A L'ELU** Combinaison est : $1.35G + 1.5 Q$ (BAEL)

- Effort Normal dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,9625 = 2,6493 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

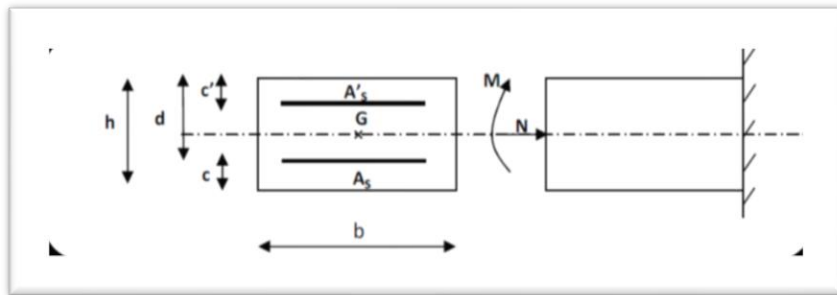
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

❖ A L'ELS Combinaison est : G +Q (BAEL)

- Effort Normal dû à G : $N_s = N_G = 1,9625 \text{ KN}$
- Moment de flexion du a Q : $M_s = M_Q = 0,70 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur ($h=10\text{cm}$) et de largeur ($b=100\text{cm}$). 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.



. Fig III .1.4 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton
($c=c_s=2\text{cm}$)
- d : Hauteur utile ($d= h - c$)
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS

III.1.4.1 Calcul à l'ELU

❖ Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.313} = 0.398 \text{ m} = 39.8 \text{ cm}$
- $a = \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$e_u > a = \frac{h}{2} - C \implies$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se

trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

- M_u** : moment du à la compression.
- N_u** : effort de compression.
- C_p** : centre de pression.
- e_u** : excentricité.
- a** : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.
- C** : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif « M_f », puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

❖ Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive

• Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,313 \times (0,03) = 0,969 \text{ kN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0,0106 \implies \beta = 0,994$$

• Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{Stf})

On a : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ et $\beta = 0,994$

Donc : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2 \implies A_f = 0,350 \text{ cm}^2$

• Les armatures réelles (flexion composée)

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,313 \times 10}{348} = 0,284 \text{ cm}^2 \quad A_r = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4. 2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_r \geq A_{mi}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,445 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,445 \times 8)}{35 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,284 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$A_r \leq A_{min} \implies$ Condition n'est pas vérifiée donc le ferrailage se fera avec A_{min}

• Armature principales

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte une section :

$$A_s = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}8/\text{mml} \implies A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 22 \text{ cm}$

❖ Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifie 99 Art. A5.1.1)

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}].$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}] \\ \gamma_b = 1,5 ; (\text{situation courante}) \\ V_U = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$D'où : \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$ **Pas de risque de cisaillement(CV)**

Conclusion : pas de risque de cisaillement dans le béton donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire

❖ Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3-BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

- $\sum U_i : n \pi \varphi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$
- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 12,56} = 1,65 \text{ MPa.}$
- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ avec ($\Psi_s = 1,5$: Barres de haute adhérence)

D'où : $\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ **pas de risque d'entraînement des barres(CV)**

❖ Espacement des barres (Art A.4.5,33 / BAEL 91 modifiée 99)

- Armatures principales : $St \leq \min(3h, 33\text{cm})$
 $St = 25\text{cm} < 30\text{cm} \implies$ **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm})$
 $St = 22\text{cm} < 40\text{cm} \implies$ **Condition vérifiée.**

❖ Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.221)

La longueur de scellement droit est :

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

D'après le tableau des valeurs $\frac{l_s}{\varnothing}$ (f_{c28} et FeE400) :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad l_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.6. Vérification à L'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimé.} \\ \sigma_{st} : \text{Contrainte dans l'acier tendue.} \\ \bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus.} \end{array} \right.$$

❖ Vérification de la contrainte dans l'acier

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \varphi \geq 8 \text{ mm} \\ f_{eE} 400 \end{array} \right\} \implies \eta = 1,6$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,633 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}; \text{ avec : } A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9125 \\ K_1 = 42,147 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{array} \right.$$

$$\bullet \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9125 \times 80 \times (2,51 \times 10^2)} = 32,74 \text{ MPa.}$$

D'où: $\sigma_{st} = 32,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \implies$ **La condition est vérifiée.**

❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = k \sigma_{st}$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 32,74 \text{ MPa} \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = k\sigma_{st} = 0,023 \times 32,74 = 0,75 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La condition vérifiée.

III.1.7. vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IV, groupe d'usage 2)

$$\implies A = 0,15 \text{ (Art 4.2.3. tableau 4-1/RPA99).}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

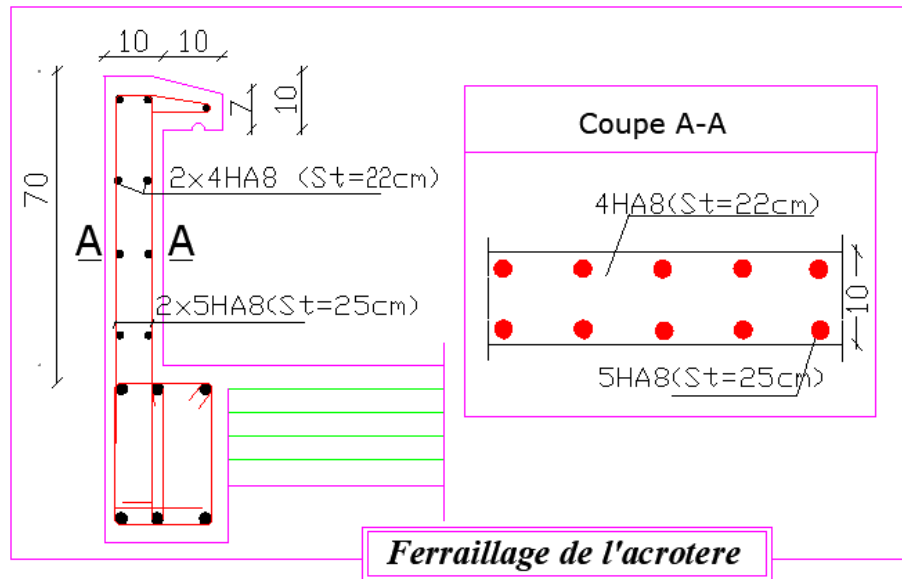
Dans notre cas $C_p = 0,8$. (Tableau 6-1/RPA 99)

W_p : Poids propre de l'acrotère = $G = 1,713 \text{ kN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN/ml}$

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage de l'acrotère est validé comme suite :
- Armatures principales : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 22 \text{ cm}$.



III.2 Le Plancher à corps creux (étage courant)

La dalle de compression en béton armé est de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudés de nuance TLE520 et ayant pour but de :

- Limitée les risques de fissuration par retrait,
- Résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- Répartir aux poutrelles voisines les charges localisées celles des cloisons. Notamment

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

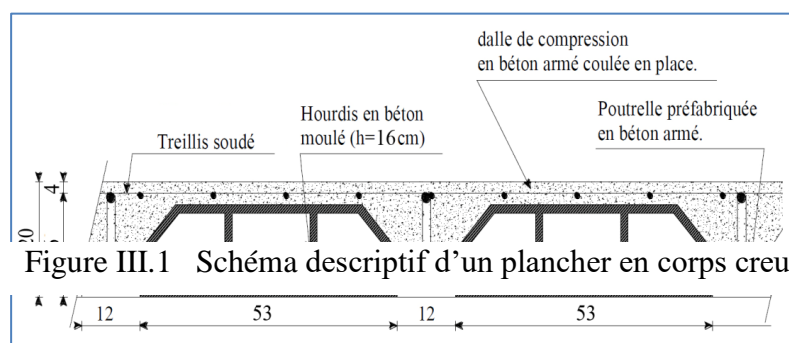


Figure III.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

La hauteur d'un plancher doit être déterminée de manière à éviter la flèche défavorable.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L \max}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99, Art.6.8.423})$$

Avec

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

L_{\max} : portée entre nu des plus grandes portées dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{475}{22,5} = 19,77 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de **(16+4) cm**. Donc : **$h_t = 20 \text{ cm}$**

III.2.1 ferrailage de la dalle de compression

➤ Calcul des armatures

• Armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \text{ Lorsque } 50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Lorsque } l' \leq 50 \text{ cm}$$

l' : l'entraxe des poutrelles en cm

f_e : limite d'élasticité de l'acier en MPa

A_{\perp} : section d'armatures en cm^2 par mètre linéaire.

Dans notre cas $50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **$A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$** Avec : **$e = 20 \text{ cm}$**

• Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit : **$A_{//} = 4T5 = 0,78 \text{ cm}^2$** avec : **$e = 25 \text{ cm}$**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520).

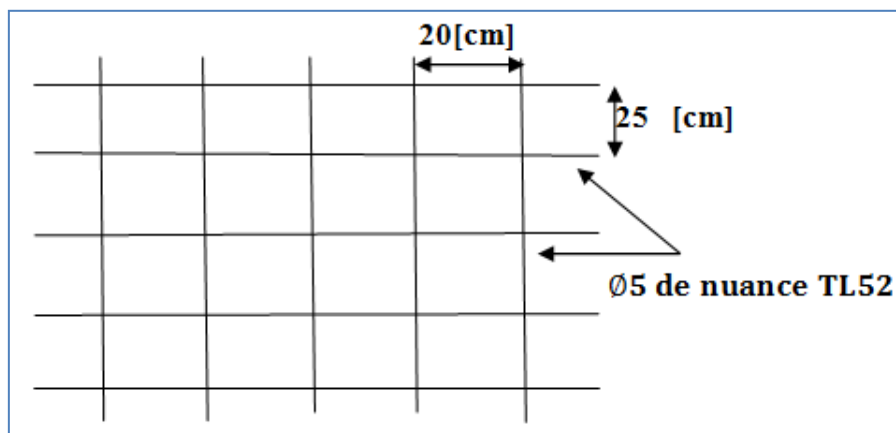


Figure III. 2 Treillis soudé de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

III.2.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti. Leur largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

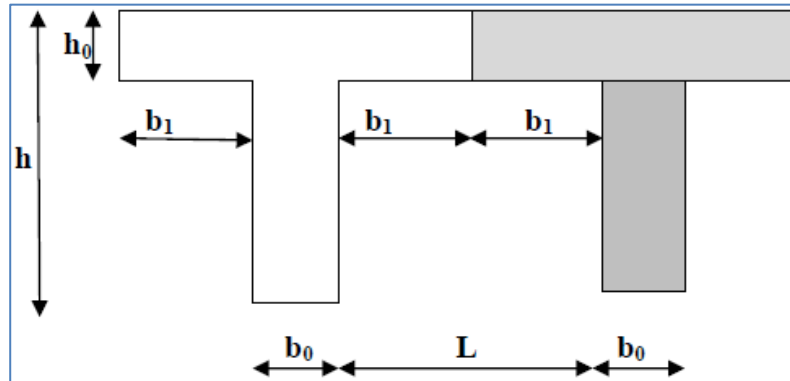


Figure III.3 Construction de la section en T

- La hauteur de la section : $h = 16 + 4 = 20$ cm
- L'épaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ cm
- L'enrobage : $c = 2$ cm
- La hauteur utile : $d = 18$ cm
- b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :
- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 475 \text{ cm}$$

Donc on a :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{475}{10}, 8 \times 4\right) \longrightarrow b_1 \leq \min(26,5 ; 47,5 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

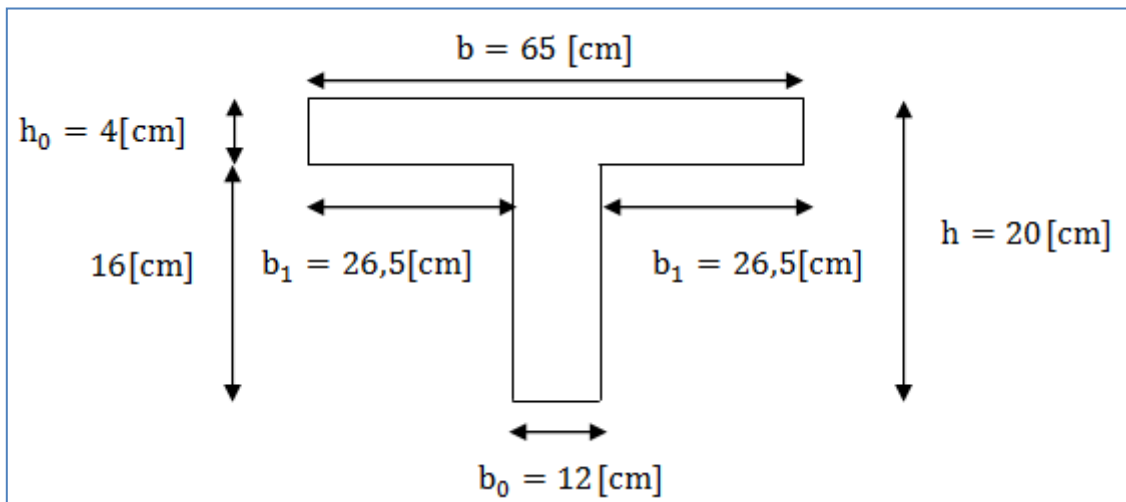


Figure III. 4 Dimensions de la poutrelle

III.2.3 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de compression.

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes : le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

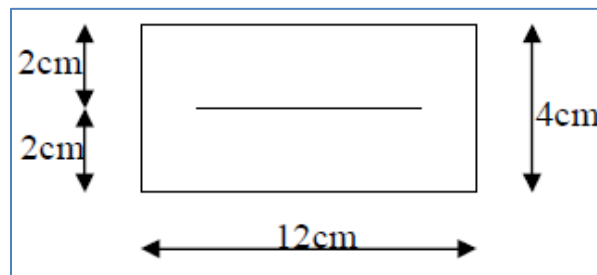


Figure III. 5 Dalle de compression (section rectangulaire)

➤ Chargement de la poutrelle

- Poids de la poutrelle : $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Avec : $0,95 \text{ KN/m}^2$ est le poids propre du corps creux.
- Charge permanente $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q=1 \text{ KN/ml}$

III.2.3.1 Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=4,75\text{m}$).

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (1) \rightarrow q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

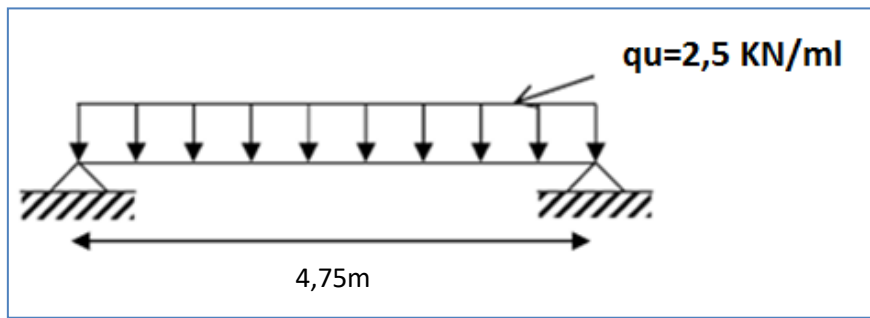


Figure III. 6 Schéma de calcul des poutrelles

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_u = \frac{2,5 \times (4,75)^2}{8} = 7,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow T_u = \frac{2,5 \times 4,75}{2} = 5,937 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On a :

$$\mu_u = \frac{7,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 10,34 \quad \mu_u \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section est doublement armée}$$

(SDA).

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses deux extrémités. Elle a une section en T et est soumise aux charges uniformes suivantes :

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

- **h :** hauteur de la poutrelle (**16+4**).
- **h₀ :** hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- b_0 : largeur de la nervure ($b_0= 12 \text{ cm}$).
- b : distance entre axes de deux poutrelles ($b=65 \text{ cm}$).

➤ Combinaison des charges

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,24 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65$$

$$q_u = 8,498 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2 Choix de la méthode

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

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

➤ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91 modifié 99)

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante : $Q \leq (2G; \text{ ou bien } 5\text{KN/m}^2)$

.

$$2G = 2 \times (5,24 \times 0,65) = 6,812 \text{ KN/ml}$$

$$Q = (2,5 \times 0,65) = 1,625 \text{ KN/ml}$$

Donc : $Q \leq (2G; \text{ ou bien } 5\text{KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. \rightarrow **Condition vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)

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

$$\frac{4,50}{4,45} = 1,01 \leq 1,25$$

$$\frac{4,45}{3,47} = 1,28 \geq 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{3,47}{4,50} = 0,77 \leq 1,25$$

$$\frac{4,10}{4,75} = 0,86 \leq 1,25$$

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

Conclusion

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Principe de la méthode des trois moments

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec : $W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i}$; $W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$

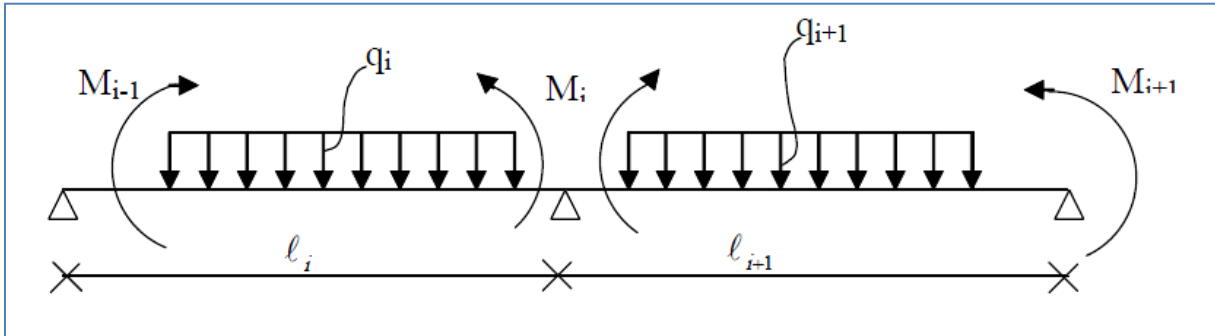


Figure 7 Méthode des trois moments

Aux appuis

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}$$

En travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots(2)$$

Avec M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

III.1.5 Application

A) 1^{er} schéma statique de calcul

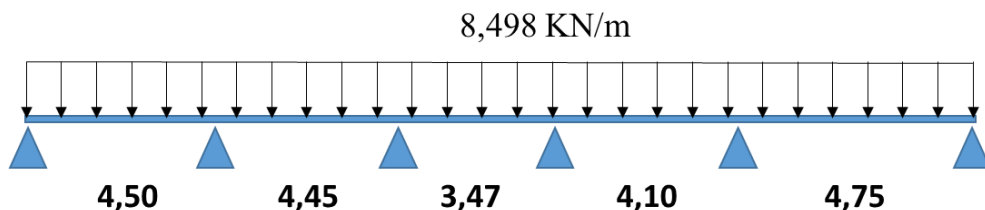


Figure 8 Schéma statique n°1 de la poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul de moments aux appuis

$$L'apui 1 : 9M_1 + 4,5M_2 = -193.59 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$L'apui 2 : 4,5M_1 + 17,9M_2 + 4,45 M_3 = -380.81 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$L'apui 3 : 4,45M_2 + 15,84M_3 + 3,47 M_4 = -275.98 \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$L'apui 4 : 3,47 M_3 + 15,14 M_4 + 4,10M_5 = -235.18 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$L'apui 5 : 4,10M_4 + 17,7 M_5 + 4,75 M_6 = -336.16 \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$L'apui 6 : 4,75 M_5 + 8,94 M_6 = -189.74 \quad \dots\dots\dots(6)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -14.95 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -11.25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -14.57 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -16.68 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Tableau 1 Calcul des moments aux travées

Travées	L (m)	qu (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	μ(x)	M _t (x) (KN.m)
1-2	4,50	8,498	-14,04	-14,95	2,23	21,51	7,02
2-3	4,45	8,498	-14,95	-11,25	2,32	20,99	7,98
3-4	3,47	8,498	-11,25	-9,01	1,81	12,77	2,69
4-5	4,10	8,498	-9,01	-14,57	1,89	17,75	6,17
5-6	4,75	8,498	-14,57	-16,68	2,32	23,96	8,35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées (l'inconvénient de la méthode des 3 moments), on diminue ces derniers de 1/3 et on augmente les moments en travées de 1/3

Moments en travées

$$M_{(1-2)} = 7.02 + 0.33 (7.02) = 9.36 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(2-3)} = 7.98 + 0.33 (7.98) = 10.46 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(3-4)} = 2.69 + 0.33 (2.69) = 3.58 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(4-5)} = 6.17 + 0.33 (6.17) = 8.23 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(5-6)} = 8.355 + 0.33 (8.35) = 11.14 \quad [\text{KN.m}]$$

Moments aux appuis

$$M_1 = -14.02 + 0.33 (14.04) = -9.36 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_2 = -14.95 + 0.33 (14.95) = -9.97 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_3 = -11.25 + 0.33 (11.25) = -7.50 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_4 = -9.01 + 0.33 (9.01) = -6.01 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_5 = -14.57 + 0.33 (14.57) = -9.72 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_6 = -16.68 + 0.33 (16.68) = -11.11 \quad [\text{KN.m}]$$

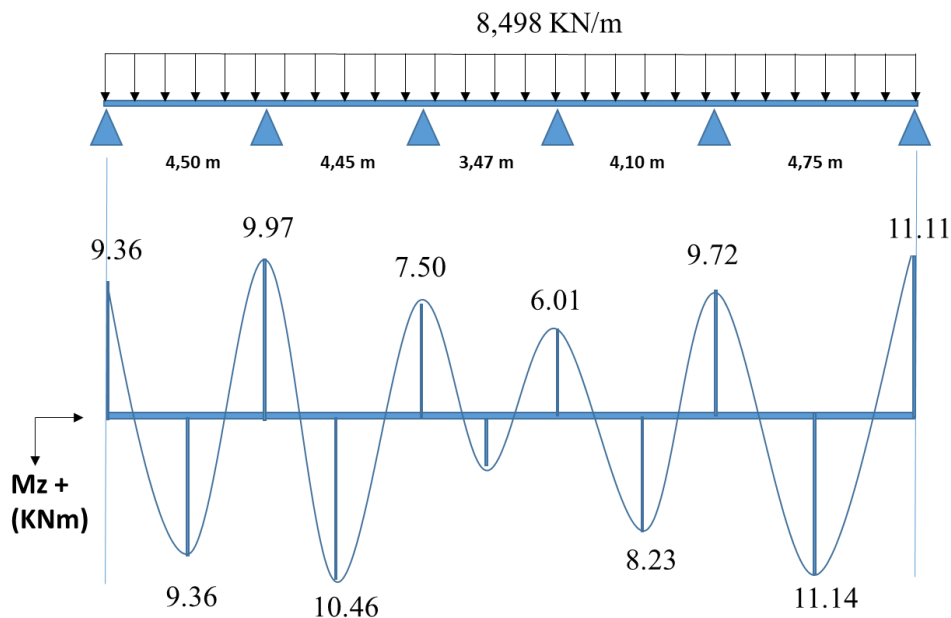


Figure 9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau 2 Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	4,50	8,498	-9.36	-9.97	18.98	-19.26
2-3	4,45	8,498	-9.97	-7.50	19.46	-18.35
3-4	3,47	8,498	-7.50	-6.01	15.17	-14.31
4-5	4,10	8,498	-6.01	-9.72	16.51	-18.33
5-6	4,75	8,498	-9.72	-11.11	19.89	-20.47

Diagramme des efforts tranchants

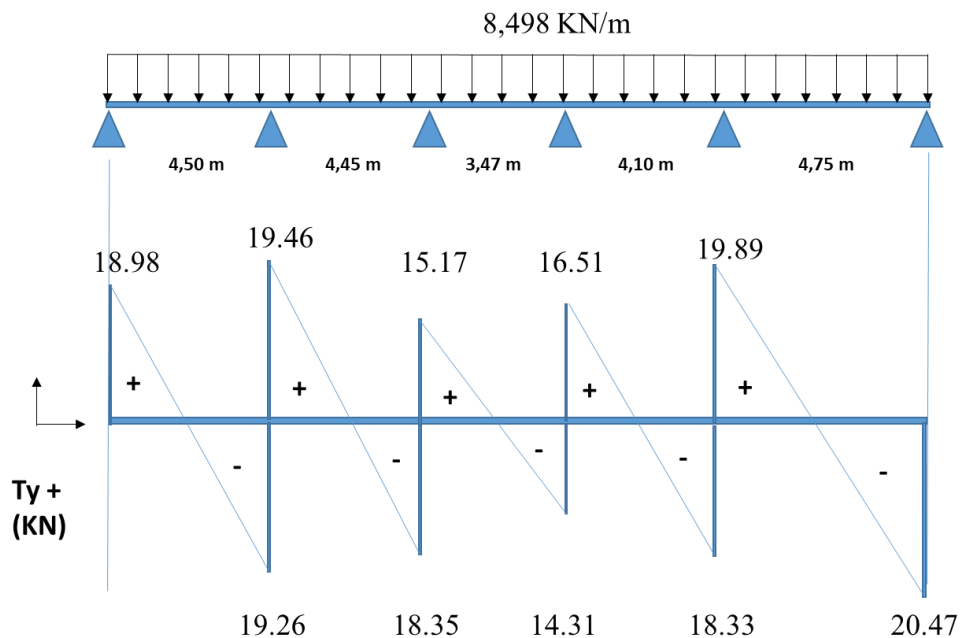


Figure 10 Diagramme des efforts tranchant.

III.1.6 Calcul des armatures

Les moments maximums aux appuis et en travées sont :

$$M_{ut}^{\max} = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 11.11 \text{ KN.m}$$

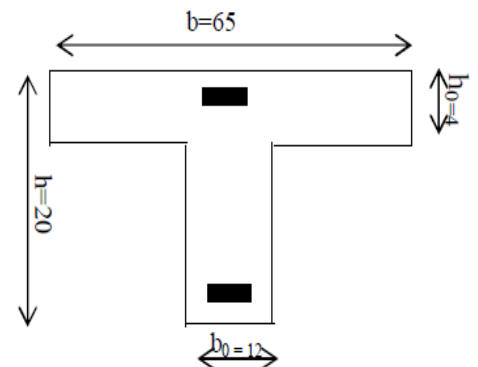
$$V_u^{\max} = 20.47 \text{ KN}$$

A) Caractéristiques géométriques de la section calcul

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 11,14 < M_0 = 59,07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,14 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,037 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,983$$

Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11,14 \times 10^2}{0,981 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour

une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$

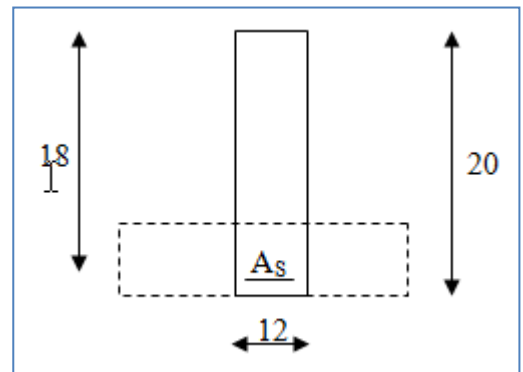
Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,11 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,201$$

$$\mu = 0,201 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,201 \rightarrow \beta = 0,886$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11,11 \times 10^2}{0,886 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.1.7 Vérifications à L'ELU

A) Vérification à la condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.211)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_u = 20,47 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20,47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,947 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,947 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant (BAEL91 Art A.5.1.313)

Au niveau des appuis de rive

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 20,47 \times 10^3}{120 \times 162} = 2,10 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91 Art A.5.1.321)

$$0,9 \times d \times V_u = 0,9 \times 0,180 \times 20,47 = 3,31 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 11,14 \text{ KN.m} > 3,31 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

Sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.313)

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{2 \times 20.47 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

2.10 MPa < 13.33 MPa → **Condition vérifiée**

Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (BAEL 91 Art A.5.1.313)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 20.47 = 0.0588 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.0588 \text{ cm}^2$ → **Condition vérifiée**

Contrainte minimale de compression sur appui : (BAEL 91 Art A.5.1.322)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{20.47 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.052 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

1.052 MPa < 21.67 MPa → **Condition vérifiée**

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

(BAEL 91 Art A.6.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20.47 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.67 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$ → **Condition vérifiée**

Ancrage des barres: (BAEL 91/Art A.6.1,23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4 L_s$

$$L_a = 0,4 \times 45 = 17.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 18 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91 Art A.7.2.12)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1^{\max}\right) = \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5,7$$

On prend : $\Phi_t = 8\text{mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1\text{cm}^2$$

La section des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

III.1.8 Calcul à l'ELS

A) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = G+Q = (5.24+2.5) \times 0.65 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 5,031\text{KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,031}{8,498} = 0.592$$

Calcul des moments fléchissant

Les moments aux appuis

$$M_1 = -9.36 \times 0.592 = -5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9.97 \times 0.592 = -5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.50 \times 0.592 = -4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6.01 \times 0.592 = -3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -9.72 \times 0.592 = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11.11 \times 0.592 = -6.57 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées

$$M_{(1-2)} = 9.36 \times 0.592 = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 10.46 \times 0.592 = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 3.53 \times 0.592 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 8.23 \times 0.592 = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 11.14 \times 0.592 = 6.59 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

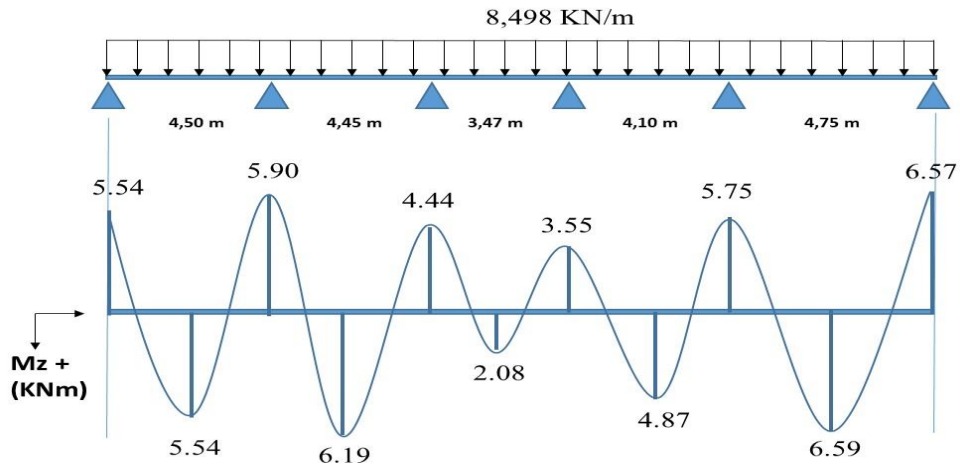


Figure 11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.592$$

Tableau 3 Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travées	L (m)	q _u (KN/m)	Coefficient (q _s /q _u)	V(x) (KN)	
				x = 0	x = L
1-2	4,50	8,498	0.592	11.23	-11.40
2-3	4,45	8,498	0.592	11.52	-10.86
3-4	3,47	8,498	0.592	8.98	-8.47
4-5	4,10	8,498	0.592	9.77	-10.85
5-6	4,75	8,498	0.592	11.77	-12.11

Diagramme de l'effort tranchant

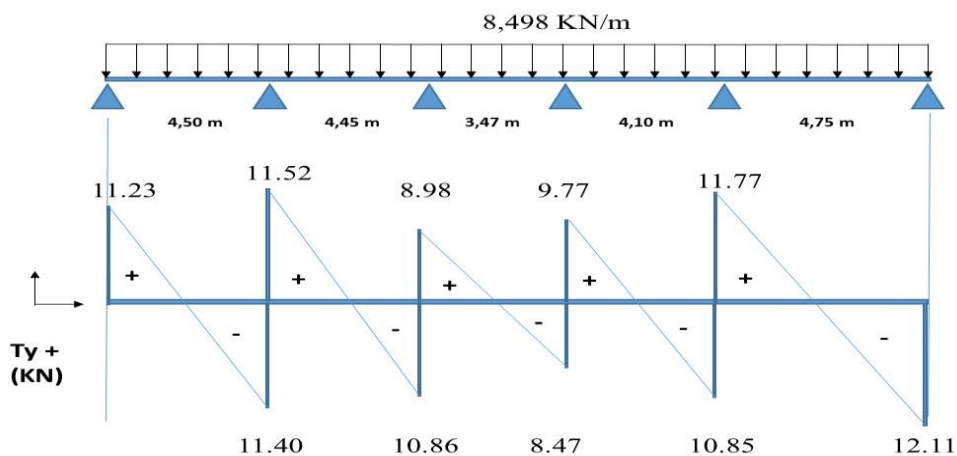


Figure 12 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.9 Vérifications à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

A) État limite de résistance de béton en compression

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K1 = 19,72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,59 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 181,22 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{181,22}{19,72} = 9,18 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,04 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow K1 = 20,21$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,57 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 188,23 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{188,23}{20,21} = 9,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

État limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.4.5.3.2)

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

État limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL91 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec : L = 4.75cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{4,75} = 0,042 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$ **Condition non vérifiée**
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{Mt}{M} \Rightarrow \frac{0,20}{4,75} \geq \frac{1}{15} \frac{6,59}{14,10} \Rightarrow 0,042 \geq 0,031 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- 3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{\frac{2,36}{12 \times 18}} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

a) Calcul de la flèche :(Art B6.5.2/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

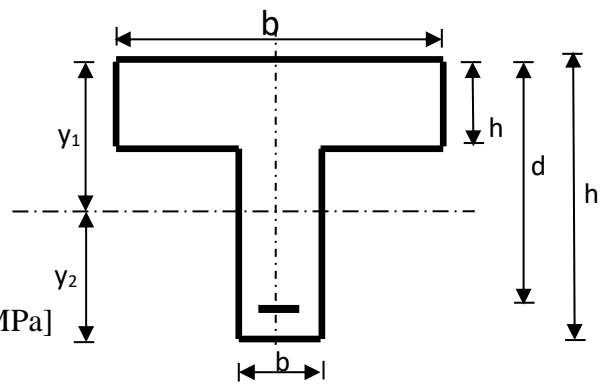
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4750}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

$$E_V = 4750^3 \sqrt{f_{c28}} E_V = 4750^3 \sqrt{25} = 13889,08 [\text{MPa}]$$

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

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$



Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \frac{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)}{\left(d - h_0\right)} \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \frac{\left(18 - \frac{4}{3}\right)}{\left(18 - 4\right)} \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} > M_s = 6,59 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + n A = b \cdot h + 15 \cdot A \rightarrow B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335,40 \text{ cm}^2 \rightarrow B_0 = 1335,40 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d \rightarrow S_{/XX} = \frac{65(20)^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 13637.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Position du centre de gravité : } V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{13637.2}{1335,40} = 10,21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2 \rightarrow$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (10,25^3 + 9,79^3) + 15 \times 2.36 (9,79 - 2)^2 = 45810.83 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{65 \times 18} = 0.002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (2 + 3)} = 10,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (10,5) = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 181,22 + 2,1} = -0,03$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45810,83}{1 + 4,2 \times (-0,03)} = 57656,65 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 4581083}{1 + 10,5 \times (-0,03)} = 73564,83 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}, E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

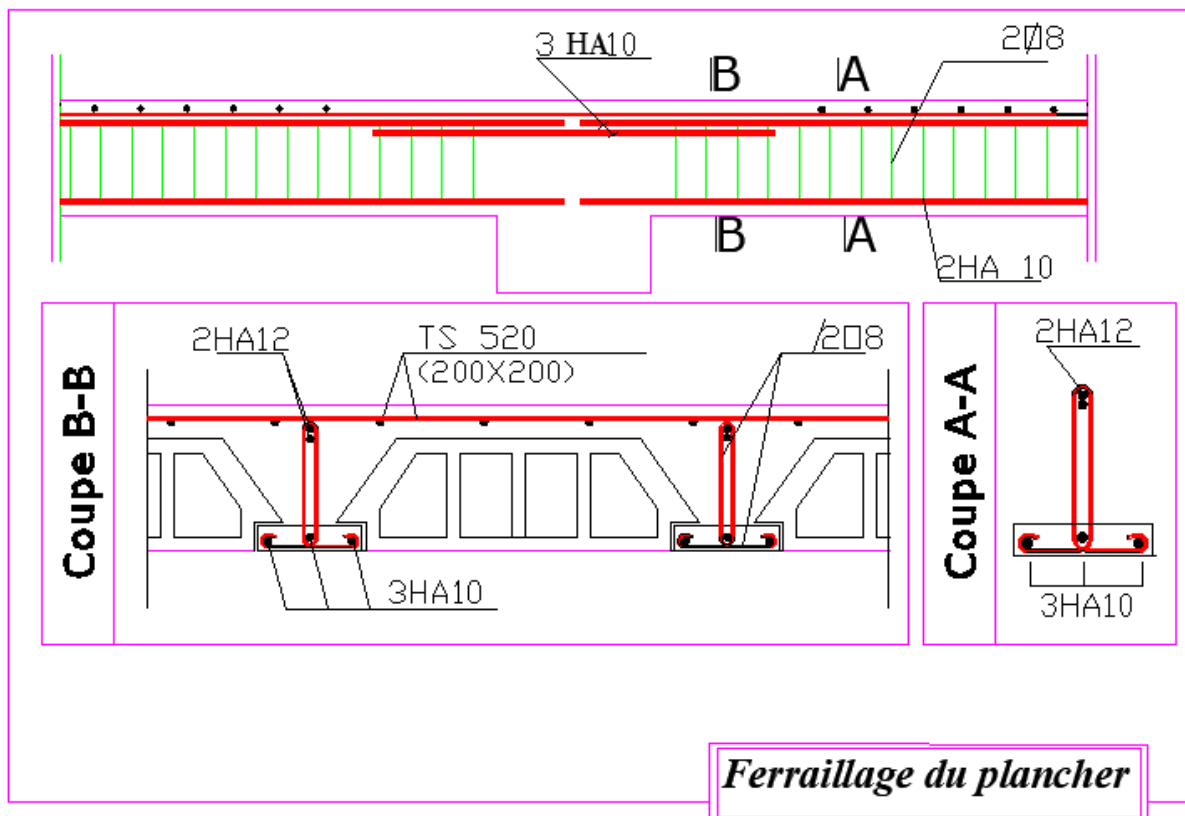
$$f_i = \frac{6,59 \times 10^3 \times (475)^2}{10 \times 32164,20 \times 73564,83}$$

$$f_i = 0,062 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6,59 \times 10^3 \times (475)^2}{10 \times 32164,20 \times 57656,65}$$

$$f_v = 0,08 \text{ cm} < \bar{f}_v = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.9. Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig.III.5.

✓ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

✓ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

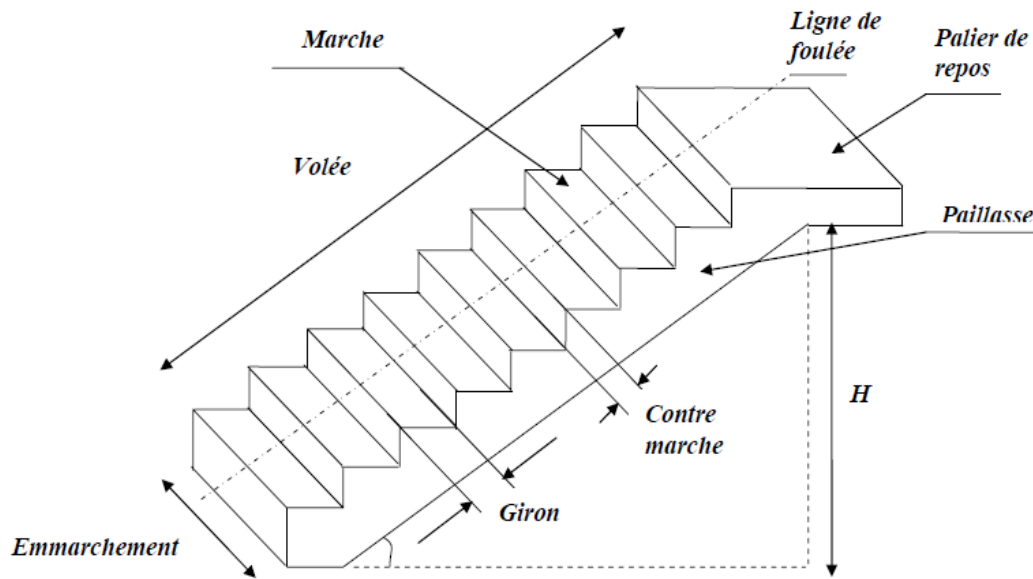
✓ **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

✓ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.

✓ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

✓ **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

✓ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.



III.9.1 Calcul d'escalier de l'étage courant :

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e)

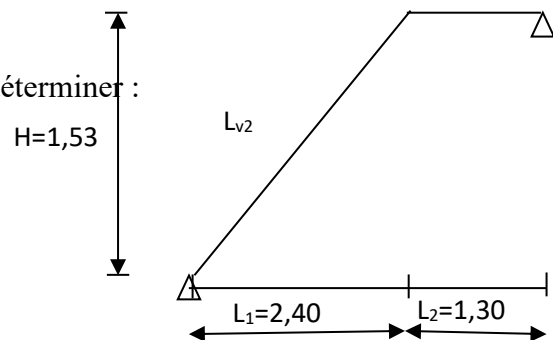


Figure III.18 : Schéma statique d'escalier étage

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Soit : $h = 17\text{cm}$

$$n = \frac{306}{17} = 18 \longrightarrow \text{on prend 9 contres marche par volée}$$

Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Relation de BLANDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm} \qquad \text{Soit : } g = 30$$

Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Calcul de la largeur hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm} \qquad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \qquad 59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} \qquad \text{On a : } h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

❖ Application :

$$\text{On: } \sin \alpha = \frac{H}{L_v} \longrightarrow L_v = \frac{H}{\sin \alpha}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

$$\text{Donc : } L_v = \frac{153}{\sin 32.51} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L = 284,62 + 130 = 414,62$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{414,62}{30} \leq ep \leq \frac{414,62}{20} \longrightarrow 13,82 \leq ep \leq 20,73$$

On prend ep du palier : 18cm

Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

La paillasse (Le volée) :

N°	Elément	pois [KN/m ³]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.18 / \cos\alpha = 5,34$
2	Poids propre des marches	$25 \times ep/2 = 22 \times 0.17 / 2 = 2,12$
3	Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0.44 + 0.40 + 0.54 + 0.1 = 1.48$
4	- Poids propre du garde corps	0.2
		G total = 9,14

Tableau III.4 : Charge totale du volée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Le palier:

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Palier	0.170	25	4.25
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t^{pr})			5.68

Tableau III.5 : Charge totale du palier.

Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

Combinaisons de charge et surcharge:

- **ELU : 1,35G+1,5Q**

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9,14 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,09 \text{ kN/ml}$

le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,68 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,41 \text{ kN/ml}$

- **ELS : G+Q**

La paillasse : $q_{1S} = (9,14 + 2,5) \times 1 = 11,64 \text{ kN/ml}$

le palier : $q_{2S} = (5,68 + 2,5) \times 1 = 8,18 \text{ kN/ml}$

Calculs à l'ELU :

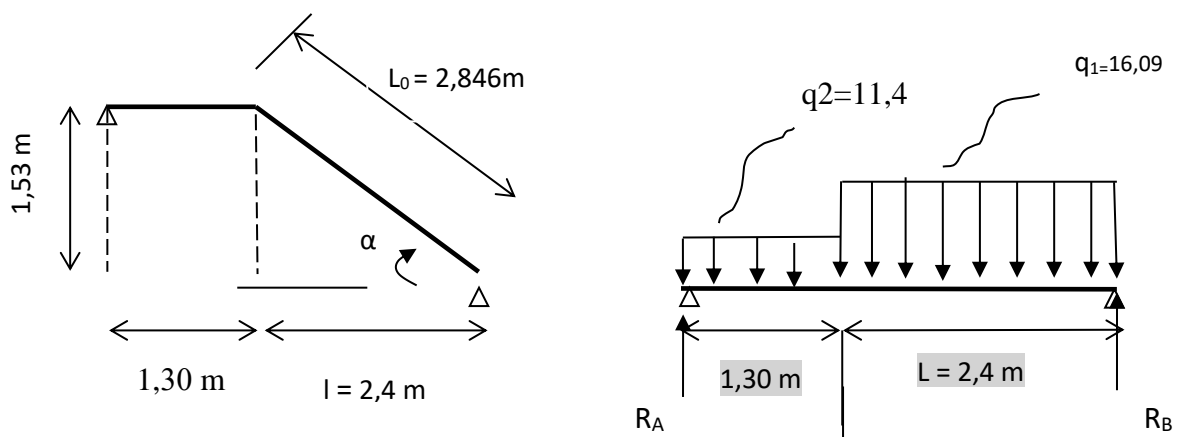


Figure III.19 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = 16,09 \times 2,40 + 11,4 \times 1,30 = 53,43 \text{ kN}$$

$$\Sigma R_A + R_B = 53,43 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 3,70 - [(16,09 \times 2,4) \times (1,30 + 2,40/2)] - [(11,40 \times 1,30) \times 0,65] = 0$$

$$R_B = 86,89 / 3,70 \implies R_B = 23,43 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 53,43 \text{ kN} \implies R_A = 53,43 - R_B = 30 \text{ kN}$$

$$R_A = 30 \text{ kN} \quad R_B = 23,43 \text{ kN}$$

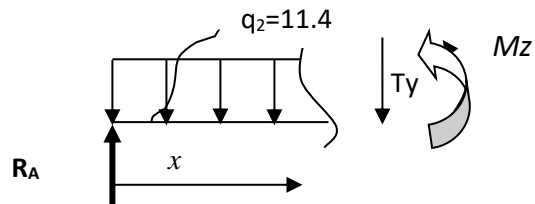
Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

☞ Tronçon : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

- Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times (x)$$



$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2} \times x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} \times x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{30}{11,4} = 2,67 \text{ m}$$

$$x = 2,67 \text{ m} \quad , \quad 2,66 \notin [0; 1,24].$$

- Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_{u2} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot T(x) = -11,4x + 30$$

$$\frac{x^2}{2} = 30x - (11,4/2)x^2 = 30x - 5,7x^2$$

☞ tronçon : $0 \leq X \leq 2,40 \text{ m}$

- Efforts tranchants :

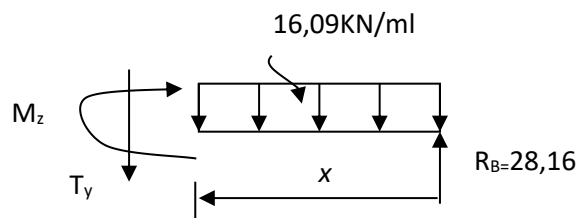
$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u1} \times (x)$$

$$T(x) = 16,09 \cdot x - 23,43$$

- Moments fléchissant :

$$M(x) = +R_B \cdot x - (q_{u1} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M(x) = +R_B x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = +23,48x - (16,09/2)x^2 = 23,48x - (16,09/2)x^2$$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16,09x + 23,48 = 0 \Rightarrow x = 1,46m$$

$$T(x=0) \Rightarrow -R_B + q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u1}} = \frac{23,43}{16,09} = 1,46m$$

Le moment est max pour la valeur : **1,46m**

D'où :

$$M_z^{\max}(1,47) = -16,09 \times \frac{1,46^2}{2} + 23,43 \times 1,46 \Rightarrow M_z^{\max} = 17,05 \text{KN.m}$$

$$M_{\max}(1,46m) = 17,05 \text{KN.m}$$

D'où:

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,24	-11,4x+30	-5,4 x ² +30x	0	30	0
			1,30	15,18	29,87
0 ≤ x ≤ 2,40	16,09x-23,43	-8,05x ² +23,43x	0	-23,43	0
			2,4	15,18	9,86

Tableau III.6 : Les efforts internes à l'ELU.

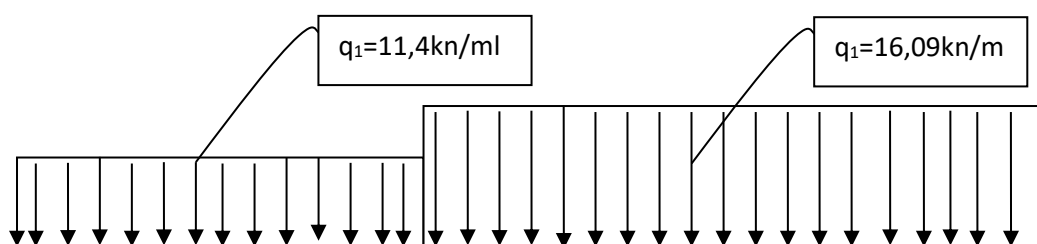
👉 **Remarque:**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:** $M_a = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (17,05) = -5,11 \text{KN.m}$

• **Moment en travée:** $M_t = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (17,05) = 14,49 \text{KN.m}$

Diagramme des sollicitations à L'ELU:



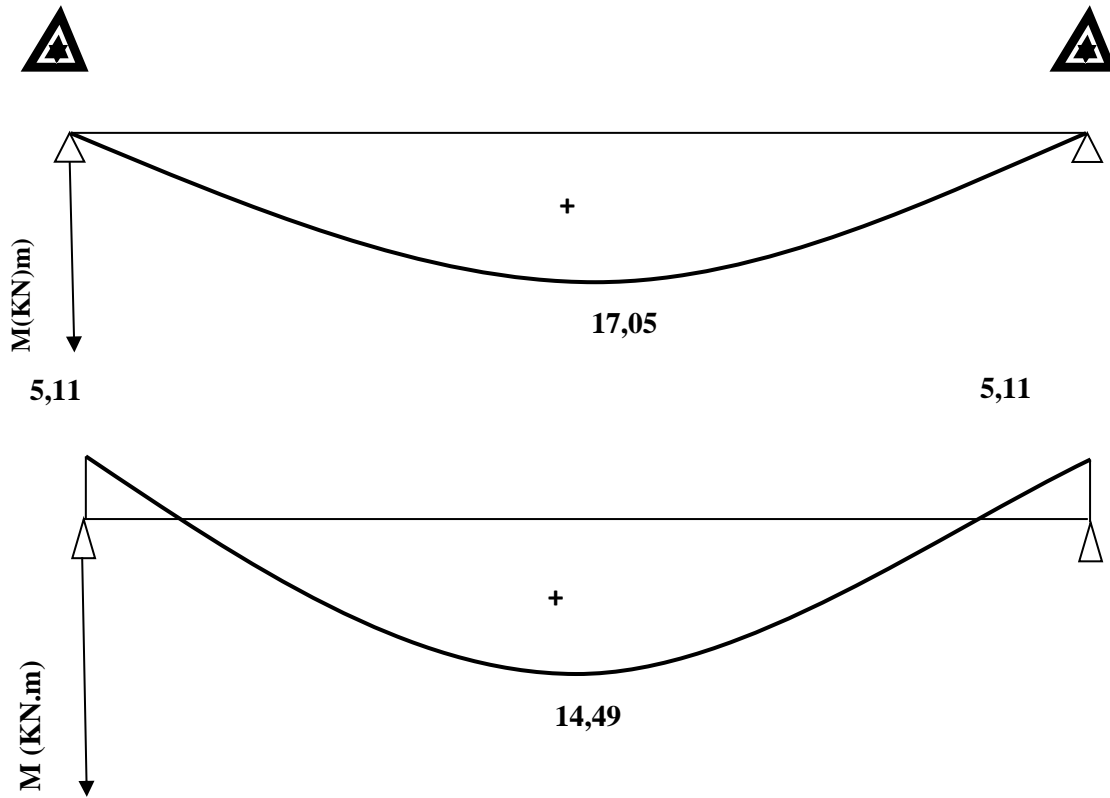


Figure III.20 : Diagramme des moments à l'ELU.

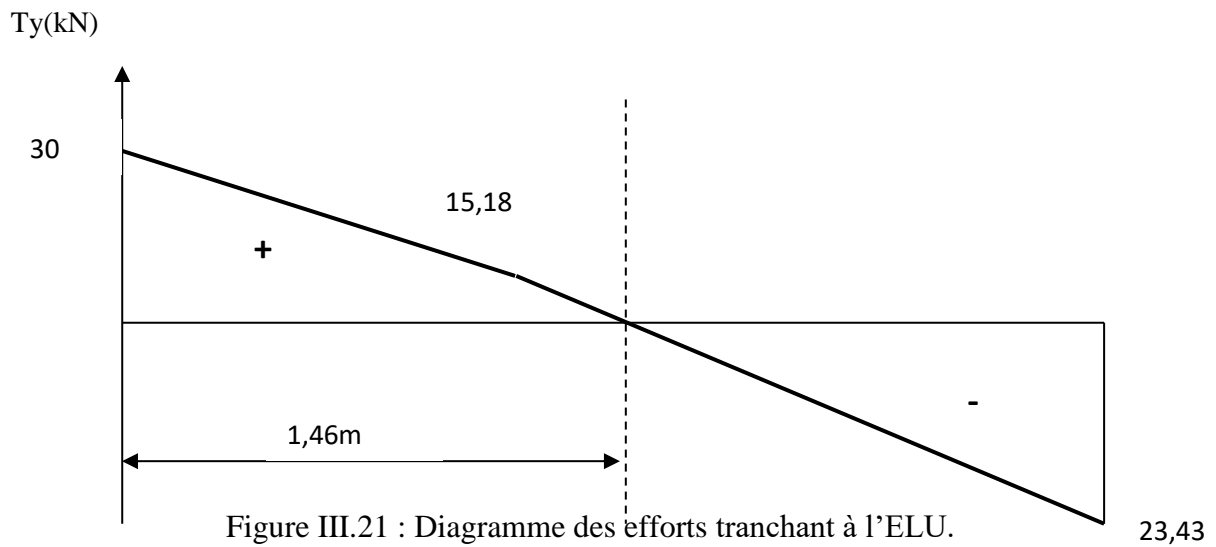


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Ferraillage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

a) Armatures principales:

• En travée :

$$M_t = 14,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14490}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_r = 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
Asc = 0. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_t = 0.041 \Rightarrow \beta_u = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14490}{0.979 \times 16 \times 348} = 2,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14/ml** ($A_t = 7,70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

• Aux appuis :

$$M_a = 5,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5110}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_r = 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.014 \Rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5270}{0.993 \times 16 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **Aa = 5HA14** ($A_a = 7,70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{lu}}{4}$

• En travée :

$$A_{rt} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{2,73}{4} = 0,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10/ml** ($A_{rt} 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

• Aux appuis :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{ra} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{0,95}{4} = 0,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10/ml** (A_{ra} **3,93cm²**) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad-ap}} = 5\text{HA14} (A_a = 7,70 \text{ cm}^2) > 1,93 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 5\text{HA14/ml} (A_t = 7,70 \text{ cm}^2) > 1,93 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \checkmark$$

$$S_a = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \checkmark$$

$$S_a = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \checkmark$$

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{La fissuration est peu préjudiciable.}$$

Avec :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\text{❖ Calcul de } \tau_u^{\max} : \quad \tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

Avec : V_u^{\max} : effort tranchant.

$$V_{u\max} = 30 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{30000}{1000 \times 160} = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_u^{\max} < \overline{\tau}_u$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

a) Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 28,76 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 30 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

$$\text{Avec : } M_a = -5,11 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 30 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$
$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{40} \left(30 + \frac{-5,11}{0.9 \times 0,16} \right) \right] = -0,15 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 7,70 \text{ cm}^2 > -0,15 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée .}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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.

❖ Travée:

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28,76 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

❖ Appui :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28,76 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

$$\text{La longueur de scellement doit être : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } l_s = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4l_s$.

Appui :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 1 = 14,08 \text{ cm} \text{ On prend : } L_a = 15 \text{ cm .}$$

Calculs à l'ELS :

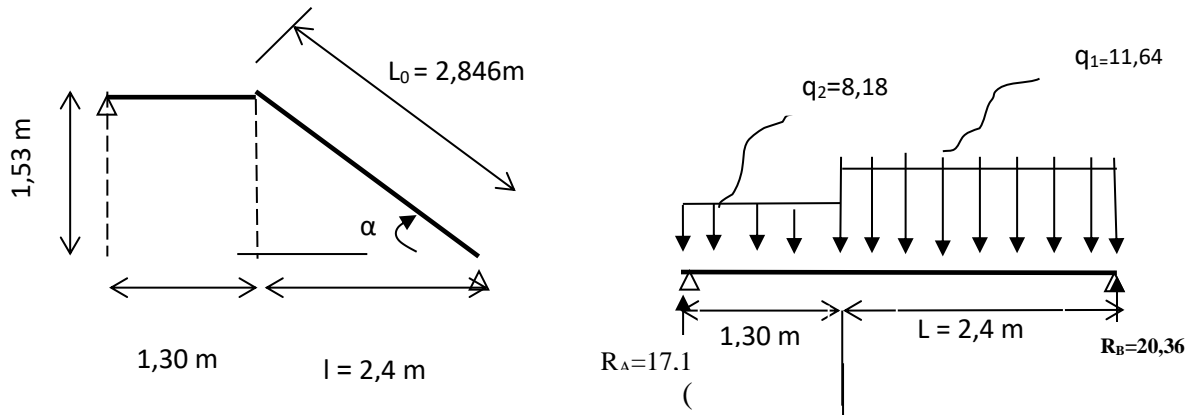


Figure III.22 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = 8,18 \times 1,30 + 11,64 \times 2,4 = 38,57 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 3,7 - \{(11,64 \times 2,4) \times 2,5\} - \{(8,18 \times 1,30) \times 0,65\} = 0$$

$$R_B = 76,75 / 3,7 \implies R_B = 20,74 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 38,57 \text{ kN} \implies R_A = 38,57 - R_B = 17,83$$

$$R_A = 17,83 \text{ kN} \quad R_B = 20,74 \text{ kN}$$

Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,24	-8,18.x + 17,83	17,83x - 4,09 x ²	0	18,33	0
			1,30	+7,19	16,26
0 ≤ x ≤ 2,40	+11,64 . x - 20,74	-5,82x ² + 20,74x	0	-20,74	0
			2,4	+7,19	16,26

Tableau III.7 : Les efforts internes à l'ELS.

Moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon: 0 ≤ x ≤ 2,40 m

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 11,64x - 20,74 = 0 \Rightarrow x = 1,75\text{m}$$

$$T(x=0) \Rightarrow -R_B + q_1 x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u2}} = \frac{20,74}{11,64} = 1,758\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.758m

$$D'où : M_z^{\max}(1,749) = -11,64 \times \frac{1,758^2}{2} + 20,74 \times 1,758 \Rightarrow M_z^{\max} = 18,47 \text{ KN.m.}$$

✳ **Remarque :** Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets .

• Moment corrigés en appuis: $M_{ap} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (18,47) = -5,54\text{kN.m}$

• Moment corrigés en travée: $M_{tr} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (18,47) = 15,69\text{kN.m}$

Diagramme des sollicitations à L'ELS:

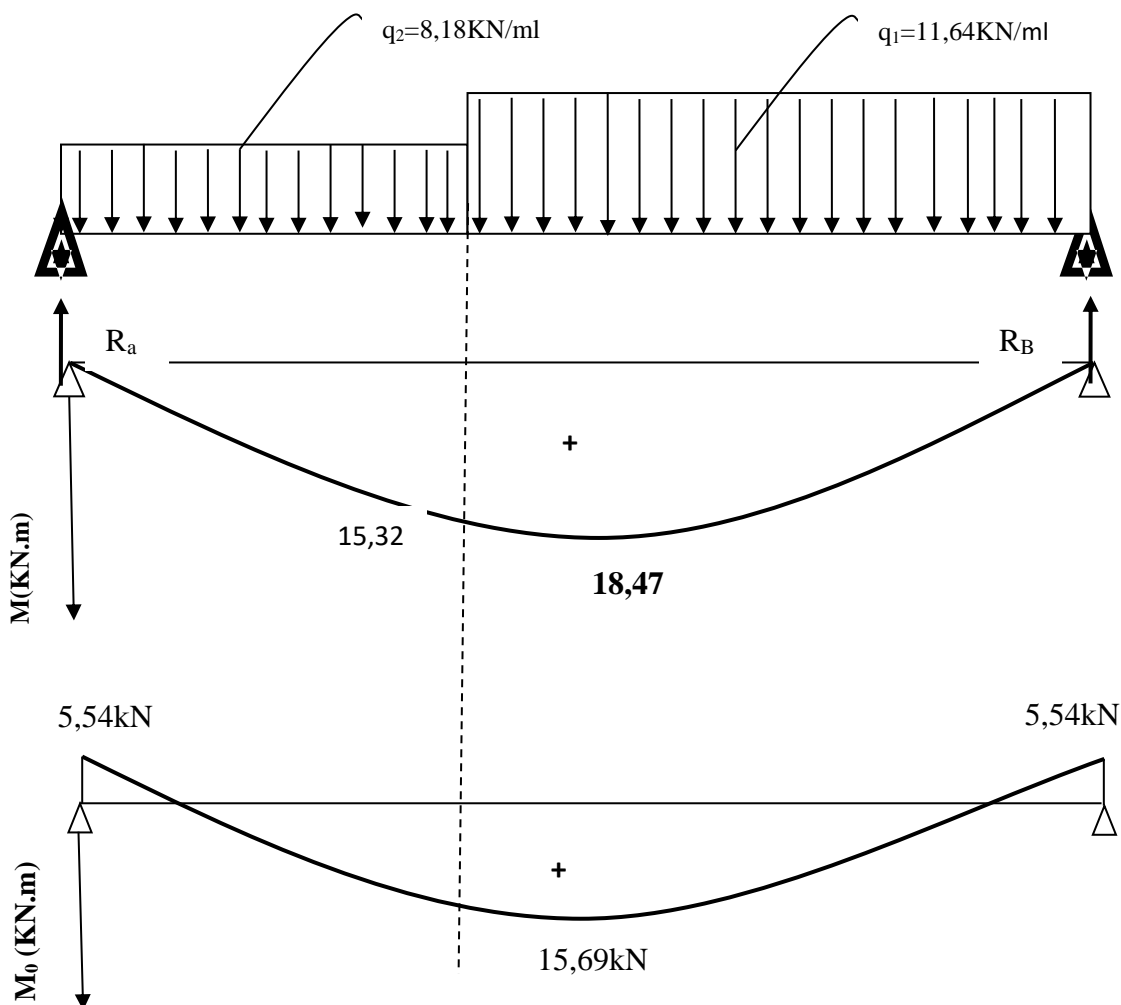


Figure III.23 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Vérification à l'ELS :

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.

Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

❖ **En travée:**

$$M_{st} = 15,69 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 16} = 0,481$$

$$k_1 = 32,62$$

$$\beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,69 \times 10^3}{0,895 \times 16 \times 7,70} = 142,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 4,36 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 4,36 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \text{condition vérifiée } \checkmark$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 5,54 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 16} = 0,481$$

$$k_1 = 32,62$$

$$\beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,54 \times 10^3}{0,895 \times 16 \times 7,70} = 50,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{50,24}{32,62} \cdot \sigma_{bc} = 1,54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{condition vérifiée } \checkmark$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

L : Longueur libre de la Sectoin.

h : Hauteur de la paillasse.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{347} = 0.051 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$q_s = \max(q_{ps} ; q_{vs}) = \max(11,64; 8,18) = 11,64 \text{ KN/mL}$$

La première condition

n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

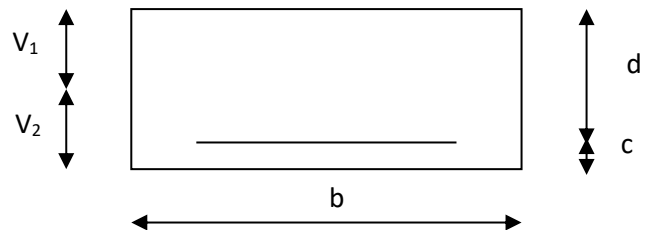


Figure III.24 : la section de la paillasse

✿ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 7,70$$

$$B_0 = 1915,5 \text{ cm}^2$$

✿ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 16 = 18048 \text{ cm}^3$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

☉ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{18048}{1915,5} = 9,42\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,42 = 8,58\text{cm}; \quad \text{Donc : } V_2 = 8,58\text{cm}.$$

☉ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (9,42^3 + 8,58^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7,70 (8,58 - 2)^2$$

$$I_0 = 53918,25\text{cm}^4$$

☉ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 16} = 0,0048$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0048 \times ((2 + 3))} = 4,37$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \qquad \lambda_v = 1,74$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 142,29 + 2,1} = 0,76 \qquad \mu = 0,76$$

☉ Calcul de l'inertie fictive If :

$$I_v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 53918,25}{1 + 1,74 \times 0,76} = 25538,26\text{cm}^4 \qquad I_v = 25538,26\text{cm}^4$$

☉ Calcul de flèche :

AN:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,64 \times (3,47 \times 10^3)^4}{1081886 \times 53918,25 \times 10^4} = 6,19\text{mm} \qquad f = 3,76\text{mm} < \bar{f} = 6,94\text{mm}$$

La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrailé comme suit :

Aux Appuis:

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ Appui

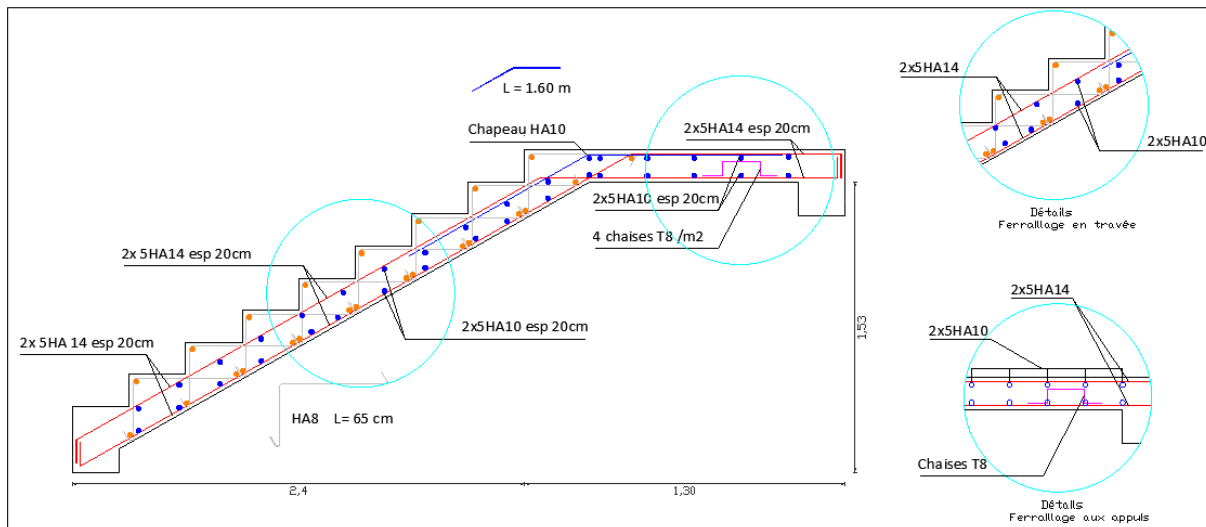
Armatures principales : 5HA14/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 /ml avec un espacement $st= 25$ cm.

➤ En travée :

Armatures principales : 5HA14/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 5 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.



III.1. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension [bxh]. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.5.1. Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet h_t: \text{ hauteur de la poutre.} \\ \bullet L_{\max}: \text{ longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.} \end{array} \right.$

$$L=347-30=317\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{317}{15} \leq h_t \leq \frac{317}{10} \implies 21,13\text{cm} \leq h_t \leq 31,7\text{cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30\text{cm} \implies$ on opte pour : $h_t= 35$ cm

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \implies$ on opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$**

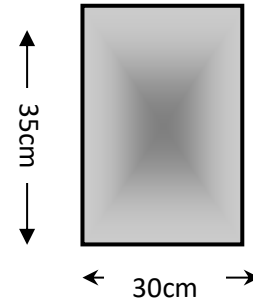


Figure. III.5.1 : Dimensions de la poutre palière

Vérification relative aux exigences du RPA 2024 (Art 7.5.1 du RPA2024) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1.16 < 4 \implies$ condition vérifiée.

√ Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

III.5.2. Calcul de la poutre palière d'étage courant :

➤ Détermination des charges et surcharges :

- ❖ Poids propre de la poutre : $G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ kN/ml}$
- ❖ Surcharge d'exploitation : $Q_{pp} = 2.5 \text{ KN /ml}$
- ❖ Réaction du palier à l'ELU : $R_B = T_U = 23.48 \text{ KN}$
- ❖ Réaction du palier à l'ELS : $R_B = T_S = 20,74 \text{ KN}$

➤ Combinaisons des charges:

▪ A l'état limite ultime ELU :

$$q_u = (1.35 \times G_{pp}) + 2 \times \left(\frac{T_U}{L} \right) = (1.35 \times 2.63) + 2 \times \left(\frac{23.48}{3.47} \right)$$

$$q_u = 17.29 \text{ KN/ml}$$

▪ A l'état limite de service ELS :

$$q_s = G_{pp} + 2 \times \left(\frac{T_S}{L} \right) = 2.63 + 2 \times \left(\frac{20,74}{3.47} \right)$$

$$q_s = 13.94 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Calcul à l'ELU:

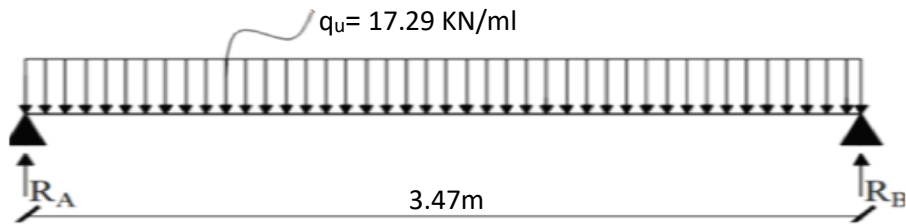


Figure III.1 Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

➤ **Calcul du moment et de l'effort tranchant**

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{17.29 \times 3.47}{2} = 30 \text{ KN}$$

- Effort tranchant:

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u x l}{2} = 30 \text{ KN}$$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{17.29 \times 3.47^2}{8} = 26.02 \text{ KN.m}$

- **Moment corrigé :**

en travées: $M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \times \frac{17.29 \times 3.47^2}{8} = 22.11 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times \frac{q_u l^2}{8} = -0.3 \times \frac{17.29 \times 3.47^2}{8} = -7.8 \text{ KN.m}$

Diagramme du moment et de l'effort tranchant à ELU:

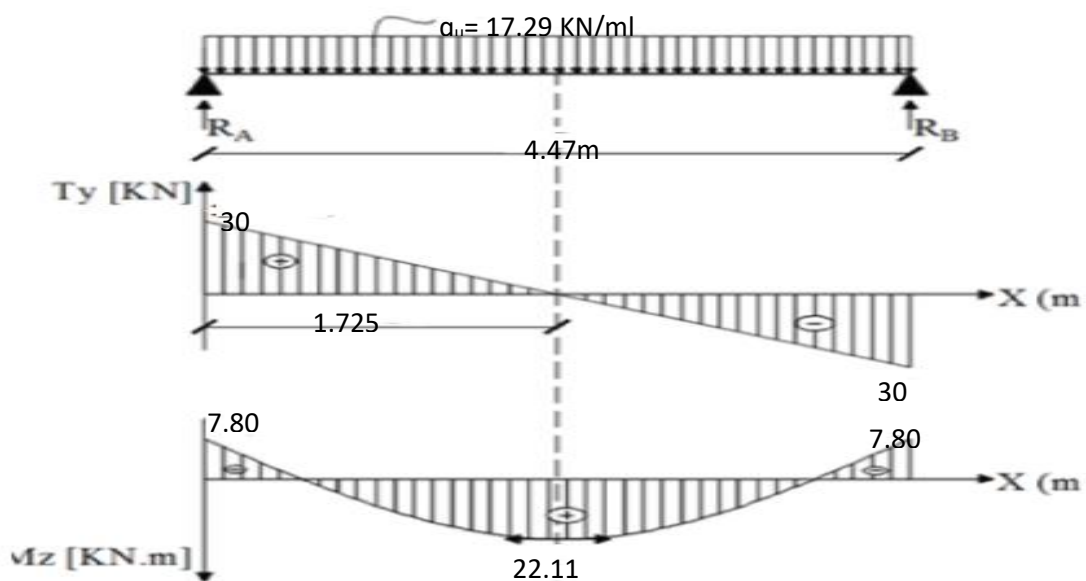


Figure. III.5.2 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.5.4. Calcul à l'ELS :

➤ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.94 \times 3.47}{2} = 24.18 \text{ KN}$$

• Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_s x l}{2} = 24.18 \text{ KN}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{13.94 \times 3.47^2}{8} = 20.98 \text{ KN.m}$$

• Moment corrigé :

$$\text{en travées: } M_t = 0.85 \times \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \times \frac{13.94 \times 3.47^2}{8} = 17.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{q_s l^2}{8} = -0.3 \times \frac{13.94 \times 3.47^2}{8} = -6.29 \text{ KN.m}$$

Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS:

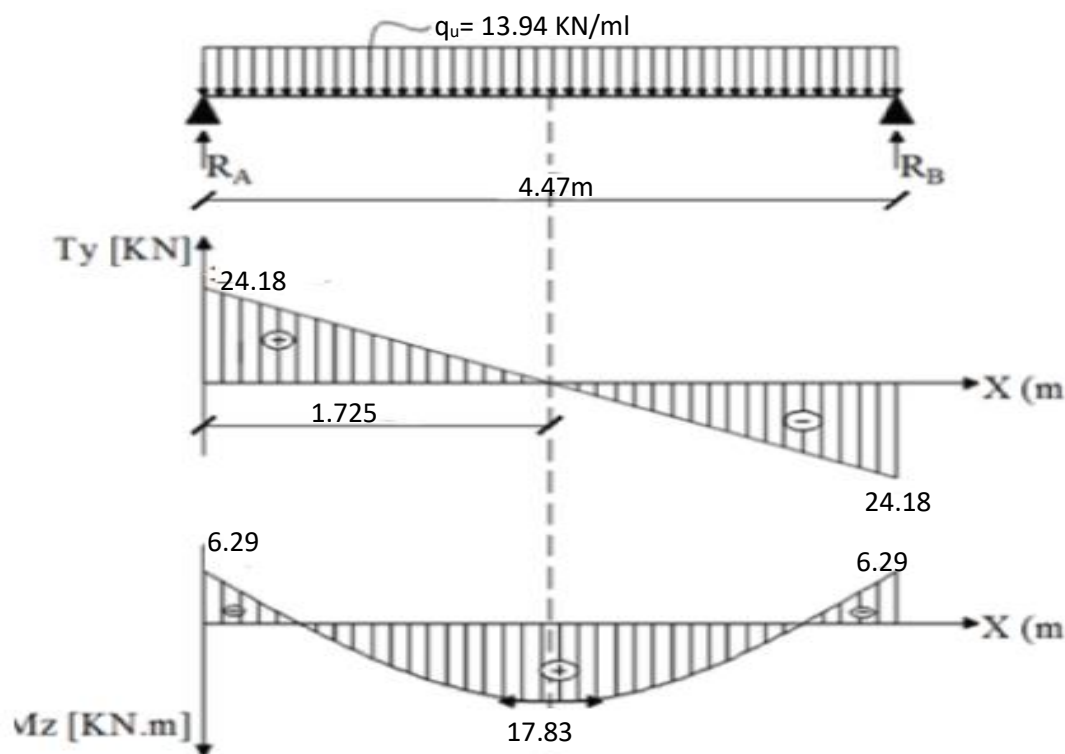


Figure. III.5.3 Diagramme des efforts internes à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

I.5.5. Calcul des armatures à l'ELU :

a) Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

Avec:

- $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$
- $M_t = 22,11 \text{ KN.m}$
- $b = 30 \text{ cm}$.
- $d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{22.11 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.047 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.047 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.11 \times 10^6}{0.975 \times 33 \times 34.8} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 ⇒ $A_{Ap} = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.80 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.68 \times 10^6}{0.992 \times 33 \times 34.8} = 0.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 ⇒ $A_{Ap} = 4.62 \text{ cm}^2$

N.B : Le RPA 2024 exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$4.62 + 4.62 = 9.24 \text{ cm}^2 > 0.005bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.5.6. Vérification à l'ELU :

III.5.6.1. La condition de non fragilité

On doit satisfaire la condition : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A^T = 4.62 \geq 1.20 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Aux appuis : } A^a = 4.62 \geq 1.20 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

III.6.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art

A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 30 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{30 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.30 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.5.6.3. Vérification de la contrainte d'adhérence (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{30 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.5.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0.9 b d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \rightarrow T_u \leq 0.36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0.36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = 0.36 \times \frac{25 \times 30 \times 33}{1.5} \times 10^{-1} = 594 \text{ KN}$$

$$T_u = 30 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99) :

$$A \geq T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A \geq \left(30 + \frac{7.80}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{40} \Rightarrow A = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A = 0.86 \text{ cm}^2 \\ A_a > A \end{cases}$$

Condition vérifiée.

a) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times 0 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.5.6.5. Calcul des armatures transversal :

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

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_1, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\varnothing_t : diamètre des armatures de confinement

\varnothing_1 : diamètre des barres longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.4, \frac{30}{10} \right\} = \min\{1 ; 1.4 ; 3\} = 1 \text{ cm}$$

$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ soit : (Un cadre + Un étrier) en HA8

Espacement des armatures transversal :

selon le RPA version 2004f (Art7.5-2.2) :

❖ Dans les Zones critiques :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 24\varnothing_t; 17.5 \text{ cm}; 6\varnothing_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.4 \text{ cm} \right\} = \min\{8.75 ; 19.2 ; 17.5 \text{ cm}; 8.4\} = 8.4 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$.

❖ En dehors de la zone critique :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec ; h : hauteur de la poutre

\varnothing_t : diamètre des armatures de confinement

\varnothing_1 : diamètre des barres longitudinales

III.5.7.Vérification à l'ELS :

a)Etat limite de compression du béton (BAEL 99/Art A.4.5.2) :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On doit vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ Les contraintes dans les aciers,

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Les contraintes dans le béton.

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}; K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \beta_1 d}$$

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.466$$

$\{K_1 = 33.08\}$ à partir des tableaux à l'ELS $K = \frac{1}{K_1} = 0.030$
 $\{\beta_1 = 0.896\}$

$$\sigma_{st} = \frac{15.76 \times 10^6}{0.896 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 115.36 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 115.36 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 115.36 \times 0.030 = 3.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.466$$

$\{K_1 = 33.08\}$ à partir des tableaux à l'ELS $K = \frac{1}{K_1} = 0.030$
 $\{\beta_1 = 0.896\}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_{st} = \sigma_s = \frac{6.29 \times 10^6}{0.896 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 46.04 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 46.04 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0,030 \times 46.04 = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.38 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois Conditions suivantes sont vérifiées :

As : section adoptée en travée.

f_e: limite élastique des aciers (400Mpa).

M_t = moment max en travée à l'ELS.

M₀ = moment max isostatique ($ql^2/8$).

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{35}{347} = 0,100 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \left\{ \frac{35}{347} = 0,100 \geq \frac{22.11}{10 \times 26.02} = 0,08 \right\} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \left\{ \frac{4.62}{30 \times 33} = 0,0046 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \end{array} \right. \begin{array}{l} \implies \text{Condition vérifiée} \\ \implies \text{Condition vérifiée} \\ \implies \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

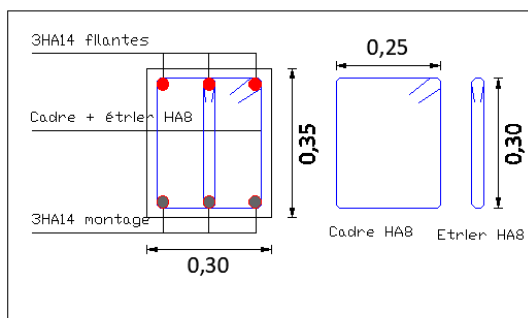
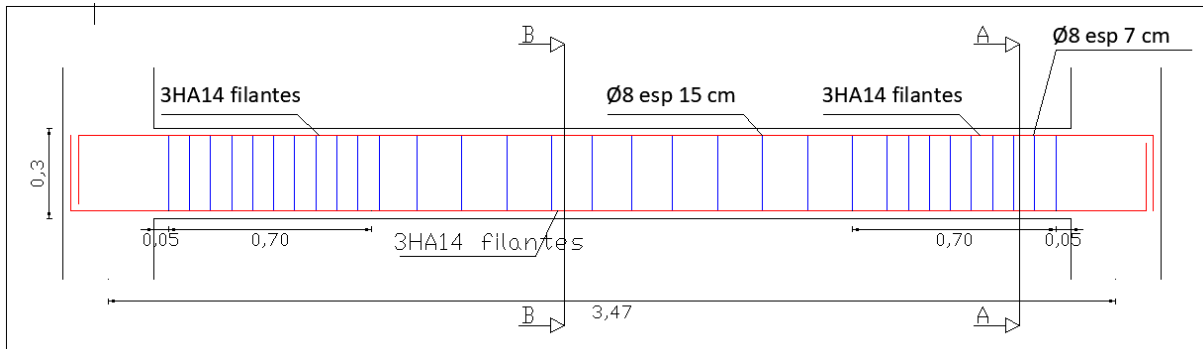
D'où : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de la poutre.

Conclusion :

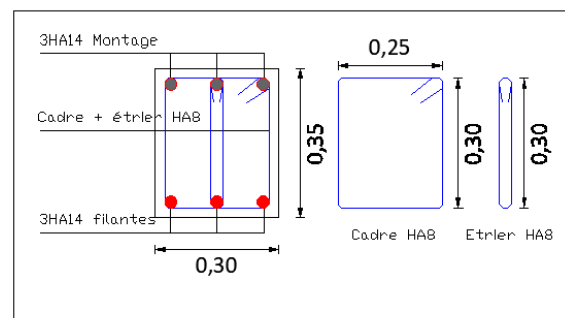
- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferrailage de la poutre palière est validé comme suite :
- Armatures longitudinales (Aux appuis) : $A_{adoptée} = 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$.
- Armatures longitudinales (En travée) : $A_{adoptée} = 3\text{HA}14 = 4.62\text{m}^2$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Armatures transversales : (un cadre + un étrier) en HA8 / Avec : $S_t = 7\text{cm}$ (critique), $S_t = 15\text{cm}$ (dehors de la zone critique).



Ferrailage aux appuis
Coupe A-A



Ferrailage en travée
Coupe B-B

III.6. Etude des éléments en console

III.6.1. Etude des éléments en corps creux

Dans notre projet, nous disposons des balcons et des consoles réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place.

Notre calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le cas le plus chargé), le cas d'une console de largeur $l=1.20\text{m}$

III.6.1.1. Les consoles :

La console encastree dans le plancher ; il supporte son poids propre et la moitié du Poids de plancher et le poids propre du mur double cloison.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. (L : La largeur de la console.)

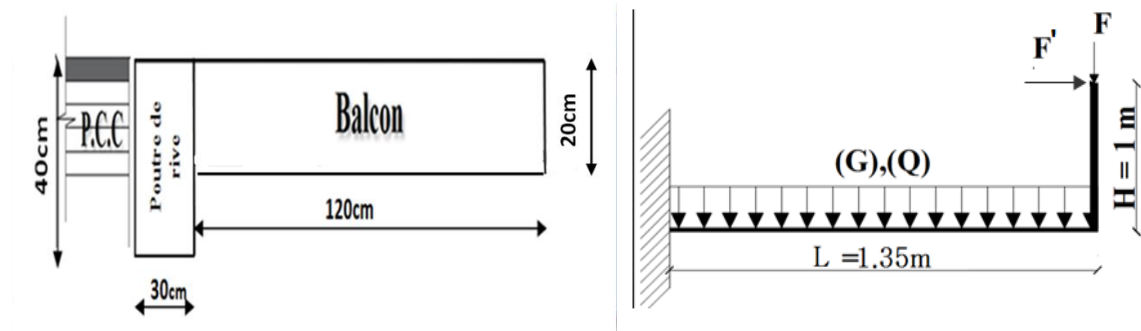


Figure III.6.1 : schéma statique

1) détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanentes(G):

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.030	20	0.60
Couche de sable	0.030	18	0.54
Plancher en corps creux	0.20	13	2.60
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t)			4.41

Tableau III.6.1-Charge permanente totale (G_t)

b) Charge permanente de la cloison en brique creuse :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Poids total (F)			1.62

Tableau III.6.2-Poids total (F) du garde-corps.

c) Le poids propre de la poutre :

Pour le poids propre de la console on prend le poids de la poutre principale.

$$G_3 = (25 \times 0,40 \times 0,30) \times 1,2 = 3,6 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G_1 = 4,41/2 + 3,6 = 5,80 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = 1,62 \text{ KN/ml.}$$

$$G_t = 7,42 \text{ KN/ml.}$$

2) Surcharges d'exploitation (Q) :

- Pour la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (DTR B.C.2.2)
- Main courante : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

III.6.1.2. Calcul du moment fléchissant total (M) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant dû à (q) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} q_u = [(1.35 \times G_t) + (1.5 \times Q)] \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 7,42) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{ml} \\ q_u = 15,26 \text{ KN/ml} \\ M_{q_u} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{15,26 \times 1,40^2}{2} = 14,95 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} q_s = [(G_t) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(7,42) + (3.5)] \times 1\text{ml} = 10,92 \text{ KN/ml} \\ M_{q_s} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{10,92 \times 1,40^2}{2} = 10,70 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant dû au poids du garde – corps (F) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} F_u = 1.35 \times F \times 1\text{ml} = 1.35 \times 1,62 \times 1\text{ml} = 2,19 \text{ KN} \\ M_{F_u} = F_u \times L = 2,19 \times 1,40 = 3,06 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} F_s = F \times 1\text{ml} = 1,62 \times 1\text{ml} = 1,62 \text{ KN} \\ M_{F_s} = F_s \times L = 1,62 \times 1,40 = 2,26 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

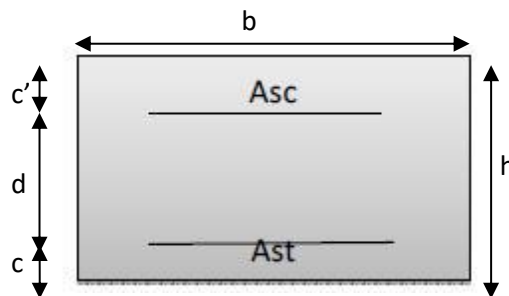
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant dû à la main courante (F') :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} F'_u = 1.5 \times F' \times 1\text{ml} = 1.5 \times 1 \times 1\text{ml} = 1,5 \text{ KN} \\ M_{F'_u} = F'_u \times H = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} F'_s = F' \times 1\text{ml} = 1 \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN} \\ M_{F'_s} = F'_s \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant total (M) :} \\ \text{(ELU) : } \left\{ \begin{array}{l} M_u = M_{q_u} + M_{F_u} + M_{F'_u} = 14,95 + 3,06 + 1,5 \\ M_u = 19,51 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \text{(ELS) : } \left\{ \begin{array}{l} M_s = M_{q_s} + M_{F_s} + M_{F'_s} = 10,70 + 2,26 + 1 \\ M_s = 13,96 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

III.6.2. Ferrailage

III.6.2.1. Calcul a l'ELU:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec : **h** : Epaisseur de la section (h=40 cm).

B : Largeur de la section (b=30 cm).

c : Enrobage (c = c'=2cm).

d : Hauteur utile (h - c = 40 - 2 = 38cm).

a. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,51 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = \mathbf{0.032} < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA}$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :

($\mu_u = 0.032$) \rightarrow Tableau \rightarrow ($\beta = 0.984$)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,51 \times 10^3}{0.984 \times 38 \times 348} = \mathbf{1.49 \text{ cm}^2}$$

Soit: $A_{adoptée} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} \times 2.26 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 2\text{HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$

III.6.3.Vérification à l'ELU

III.6.3.1.Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{CNF}$ avec: $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée**

III.6.3.2.Effort tranchant (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa} \\ T_u = q_u \times L + F_u = 15,26 \times 1.40 + 2.19 = 23,55 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,55 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$(\tau_u = 0.20 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}) \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.6.3.3. Ancrage des armatures (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right)$$
$$L_s = 45 \text{ cm}$$

III.6.3.4. Contrainte d'adhérence (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_1 = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{23,55 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 75.36} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.91 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.6.3.5. Espacement des barres (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

$$\text{Armatures principales : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures de répartition : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.6.4.Vérification à l'ELS

III.6.4.1.Contraintes dans (Aciers/Béton) (Art A.4.5.33/BAEL91V99)

- **L'aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); \max \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right] \\ \text{Des aciers HA: } \phi \geq 8 \text{ mm et } f_e E 400 \Rightarrow \eta = 1,6 \\ \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} \\ \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{30 \times 38} = 0,198 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0,928) \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13,96 \times 10^6}{0,928 \times 380 \times 2,26 \times 10^2} = 175,16 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\sigma_s = 175,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ (\rho_1 = 0,198) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 54,44) \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{175,16}{54,44} = 3,21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$(\sigma_{bc} = 3,21 \text{ MPa}) < (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.4.2.Flèche du balcon (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{40}{140} = 0,28 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \left\{ \frac{40}{140} = 0,28 \geq \frac{13,96}{10 \times 13,96} = 0,1 \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \left\{ \frac{2,26}{30 \times 38} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

D'où : Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

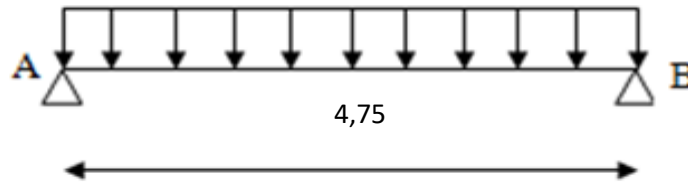
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.6 Étude de la poutre de chaînage

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons (mur en double cloisons).

III.2 Pré dimensionnement de la poutre

Hauteur h_t :
$$\frac{L \max}{15} \leq h_t \leq \frac{L \max}{10}.$$

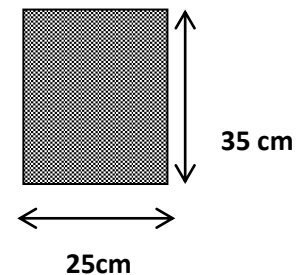


Avec :

$L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$; 30 cm la largeur de la poutre principale.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 modifié 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$



$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 47,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}.$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Vérification du rapport $\frac{h}{b}$:

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de **(25x35) cm²**

III.6.2 Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes :

- Le poids propre de la poutre..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.1 \text{KN/ml}$.
- Le poids propre de mur en double cloison..... $2,36(3.06-0,20) = 6.74 \text{KN/ml}$.
- Le poids du plancher..... $5,24 \times 0,65/2 = 1.70 \text{KN/ml}$

$$\mathbf{G_p=10,54 \text{KN/ml}}$$

Surcharges d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,49 \text{KN/ml}}$$

III.6.3 Combinaison des charges

$$\mathbf{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,54 + 1,5 \times 0,49 = 14,96 \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{ELS: } q_s = G + Q = 10,54 + 0,49 = 11,03 \text{KN/ml}$$

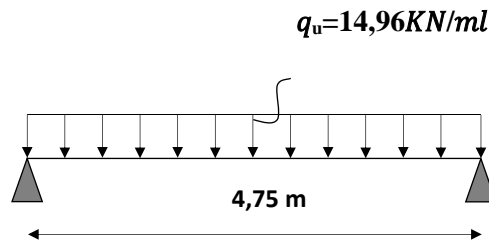


Figure III.13 Schéma de chargement à l'ELU

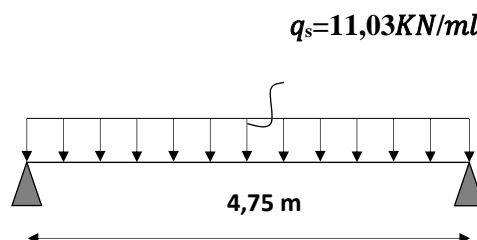


Figure III.14 Schéma de chargement à l'ELS

III.6.4 Calcul des efforts à l'ELU

- Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,96 \times (4,75)^2}{8} = 42,19 \text{ N.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,96 \times 4,75}{2} = 35,53 \text{ KN.}$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 42,19 = -12,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 42,19 = 35,86 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

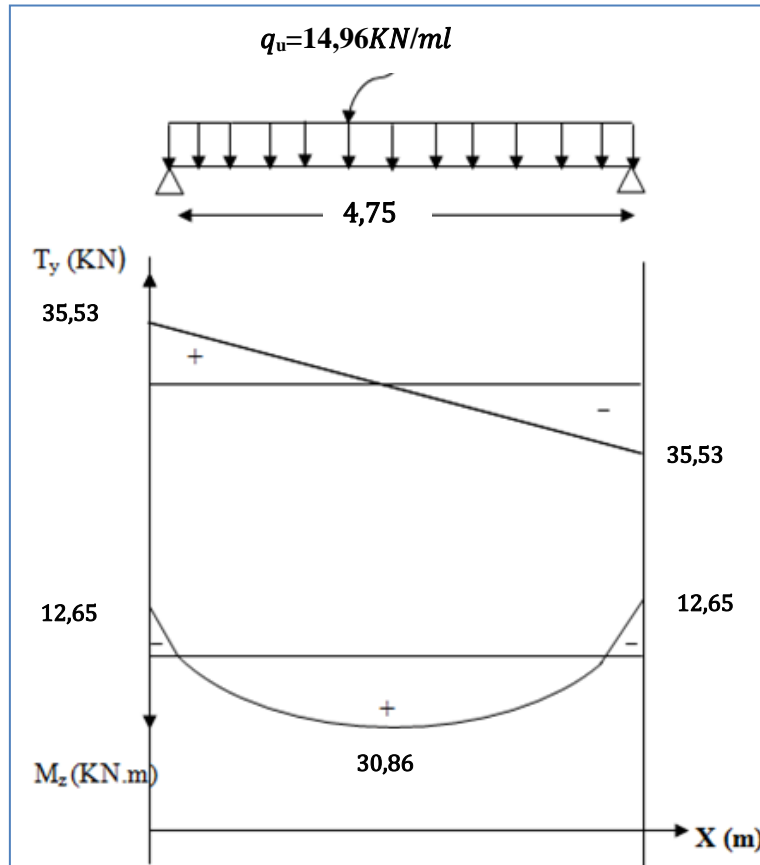


Figure III. 15 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

III.6.4.1 Calcul des armatures

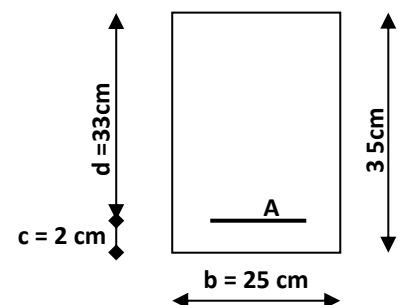
a) Aux appuis :

$M_{au} = 12,65 \text{ KN.m}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,65 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,65 \times 10^2}{0,984 \times 33 \times 34,8} = 1,1 \text{ cm}^2.$$



Soit : $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b) En travée :

Mtu=35,86KN.m.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35,86 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1,42} = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,1209 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,86 \times 10^2}{0,952 \times 33 \times 34,8} = 3,28 \text{cm}^2.$$

Soit 3HA12 = 3,39cm²

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (**RPA99 modifié en 2024**).

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 35}{100} = 4,3 \text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

III.6.4.2 Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{cm}^2.$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{35,53 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,43 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = \min(2,5 \text{Mpa}; 4 \text{Mpa}) = 2,5 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} > \tau_u = 0,43 \text{Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b \cdot d \cdot 0,9 \cdot f_{c28} \Rightarrow T_u \leq \frac{0,4}{1,5} \times 25 \times 33 \times 0,9 \times 2,5 = 495 \text{ kN}.$$

$$T_u = 35,53 \text{ kN} \lll 495 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 35,53 \text{ KN}, M_a = 12,65 \text{ kn.m}, d = 33 \text{ cm}.$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[35,53 + \frac{-12,65}{0,9 \times 33} \right] = 0,100 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,100 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

✓ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = \min \{ 10; 12; 25 \}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

✓ Écartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 30 \text{ cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 30} = 1,808 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification selon le R.P.A 2024 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

❖ **Dans les Zones critiques :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; \phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 24 \times 0,8; 17,5 \text{ cm}; 6 \times 1,2 \text{ cm} \right\} = \min \{8,75; 19,2; 17,5 \text{ cm}; 7,2\} = 7,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$.

❖ **En dehors de la zone critique :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec ; h : hauteur de la poutre *

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre des barres longitudinales

Selon le R.P.A 2024 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.S.b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

III.6.5 Les différents calculs à l'ELS

Calcul des efforts internes :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,03 \times 4,75^2}{8} = 31,10 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,03 \times 4,75}{2} = 26,19 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

▪ **Aux appuis :** $M_A = -0,3M_0 = -0,3 \times 31,10 = -9,33 \text{ KN.m}$

▪ **En travée :** $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 31,10 = 26,43 \text{ KN.m}$

▪

Diagramme des efforts internes à l'ELS :

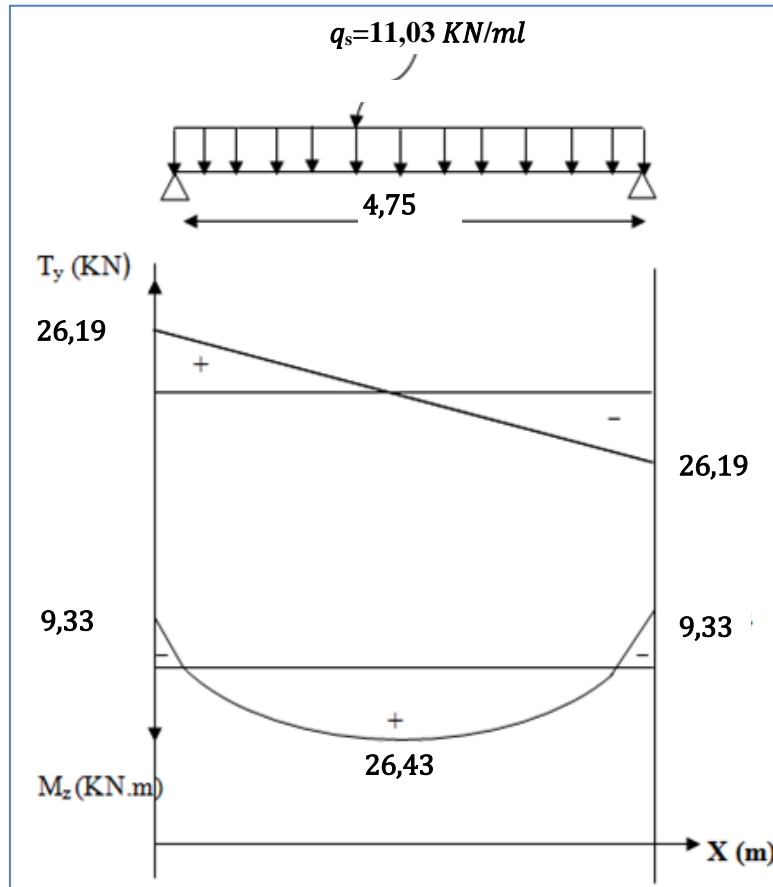


Figure III. 16 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Vérifications à l'ELS

✓ **État limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91 / Art A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

✓ **État limite de compression du béton (BAEL 91/ Art B.6.6.1)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A} ; \rho_1 = \frac{100A}{b_0 x d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1 .$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0,410 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,861 \\ \kappa_1 = 35,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{9,33 \times 10^6}{0,861 \times 330 \times 339} = 96,86 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{96,86}{35,50} = 2,72 \text{MPa. } \sigma_{bc} = 2,72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0,410 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,861 \\ \kappa_1 = 35,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{26,43 \times 10^6}{0,861 \times 330 \times 339} = 274,39 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{274,39}{35,50} = 7,72 \text{MPa. } \sigma_{bc} = 7,72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

✓ **État limite de déformation :**

Vérification de la flèche (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

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

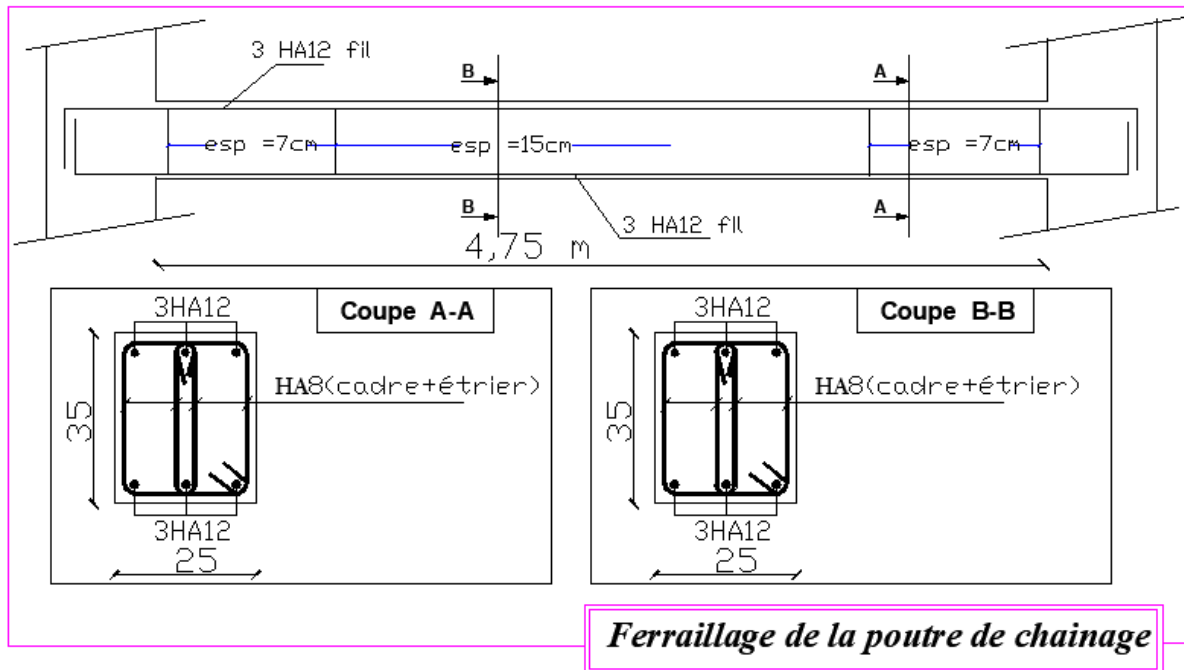
1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{475} = 0,073 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{475} = 0,073 \leq \frac{26,43}{10 \times 31,10} = 0,084 \text{(condition non vérifiée)}$

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 33} = 0,00410 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la flèche est vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



5.4.5. Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 35 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 4.75 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \geq \frac{3.39}{f_e} \quad \text{Avec } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{4,75} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{26,43}{10 \times 31,10} = 0,085 > \frac{h}{l} = 0,073 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{33 \times 25} = 0,004 < \frac{3,39}{400} = 0,008 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc il faut la vérification de la flèche.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_u I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec

\bar{f} : la flèche admissible

E_u : module de déformation différée

$$E_u = 3700^3 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 \\ I = \frac{25}{3} + (16,64^3 + 18,36^3) + 15 \times 3,39(18,36 - 4)^2 \end{array} \right.$$

$$I = 21290,49 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \left(\left(h^2 \cdot \frac{b}{2} \right) + 15A_t \cdot 2 \right) / (b \cdot h + 15A_t) \\ V_1 = \left(\left(35^2 \times \frac{25}{2} \right) + 15 \times 3,39 \times 2 \right) / (25 \times 35 + 15 \times 3,39) \\ V_1 = 16,64 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

$$V_2 = 35 - 16,64$$

$$V_2 = 18,36 \text{ cm}$$

Donc : $\frac{5}{384} \times \frac{11,03 \times 4,75^2}{21290,49 \times 10^3 \times 10818,865 \times 10^{-8}} = 0,0014 \leq \frac{1}{500} = 0,002 \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flexion et les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes. Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'état limite de service.

Chapitre IV

Modélisation

IV.1. Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent l'un des problèmes majeurs en génie civil, notamment pour les structures en béton armé. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 22.4.0**

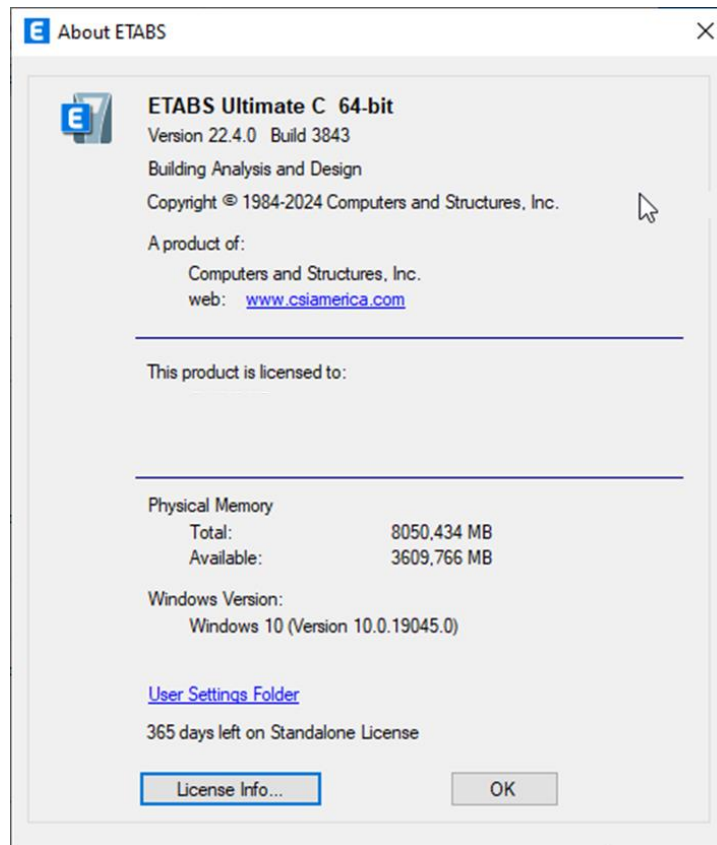


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

IV.2.1. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2022, désignée par ETABS Non linéaire 22.4.0 Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est 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 bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3. Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA2024.
- F) Définition de la charge sismique E.

- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 10 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

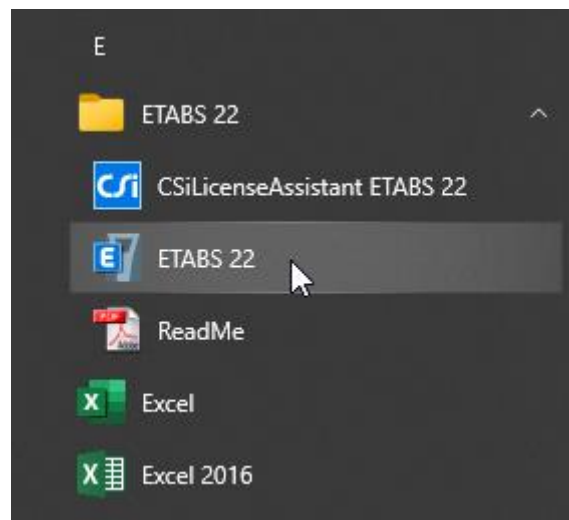


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 10

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

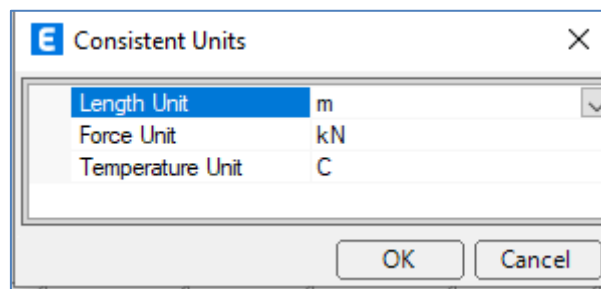


Figure IV.3 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

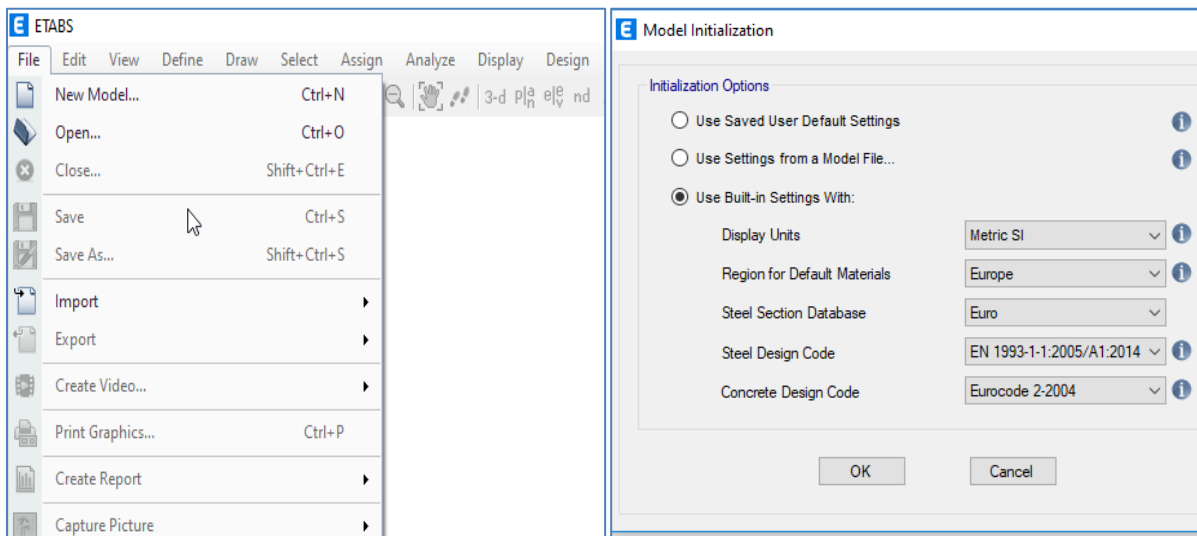


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

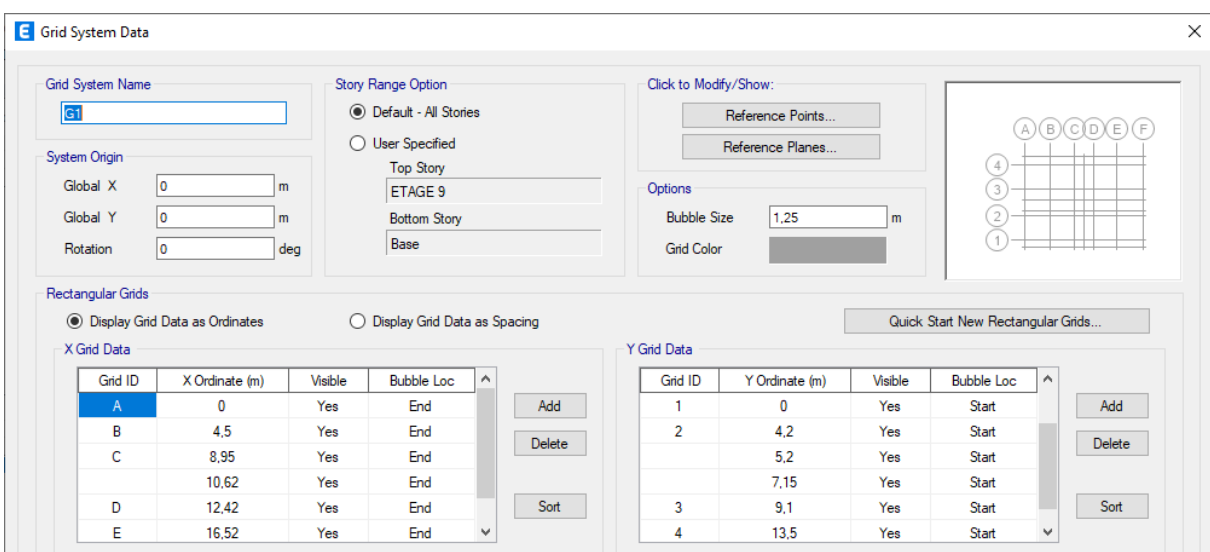


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

Figure IV.6 Introduction des étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

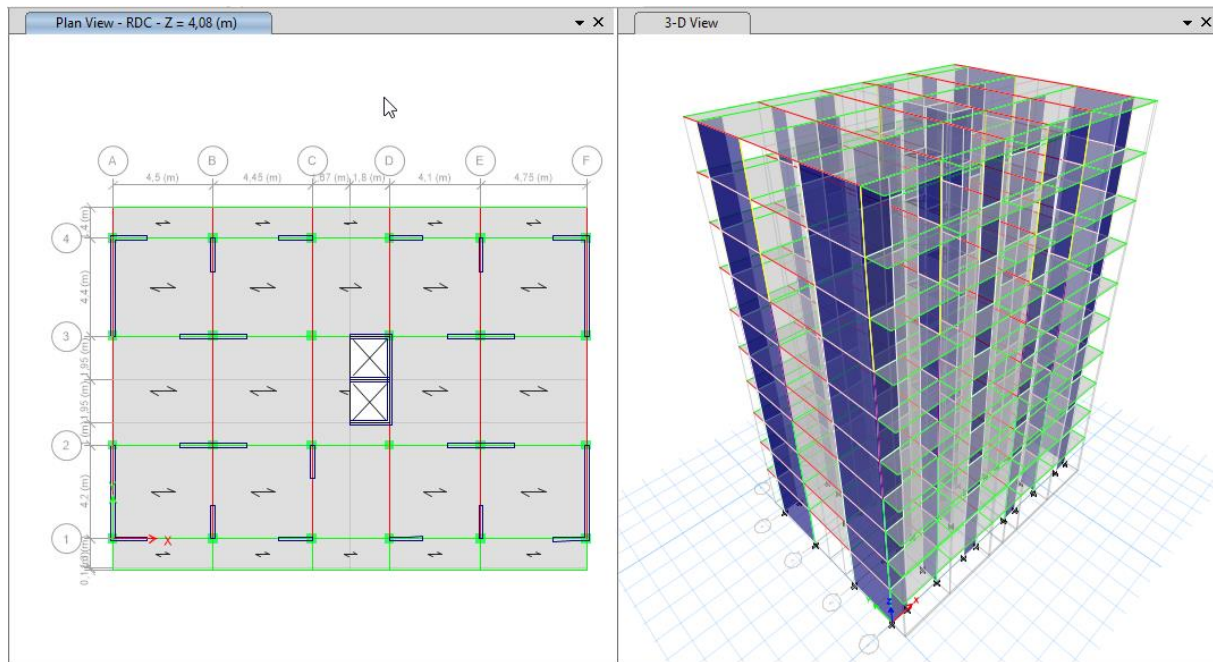


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**



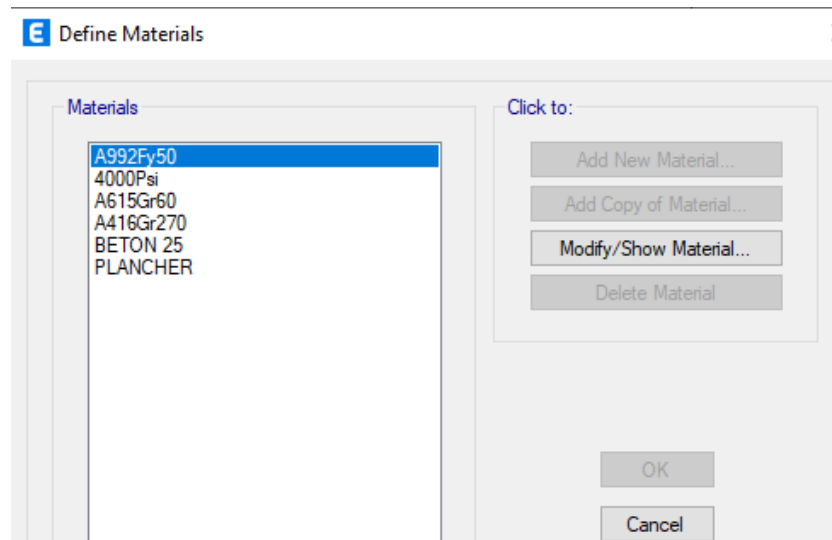


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Figure IV.9 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections  → ADD Rectangular.

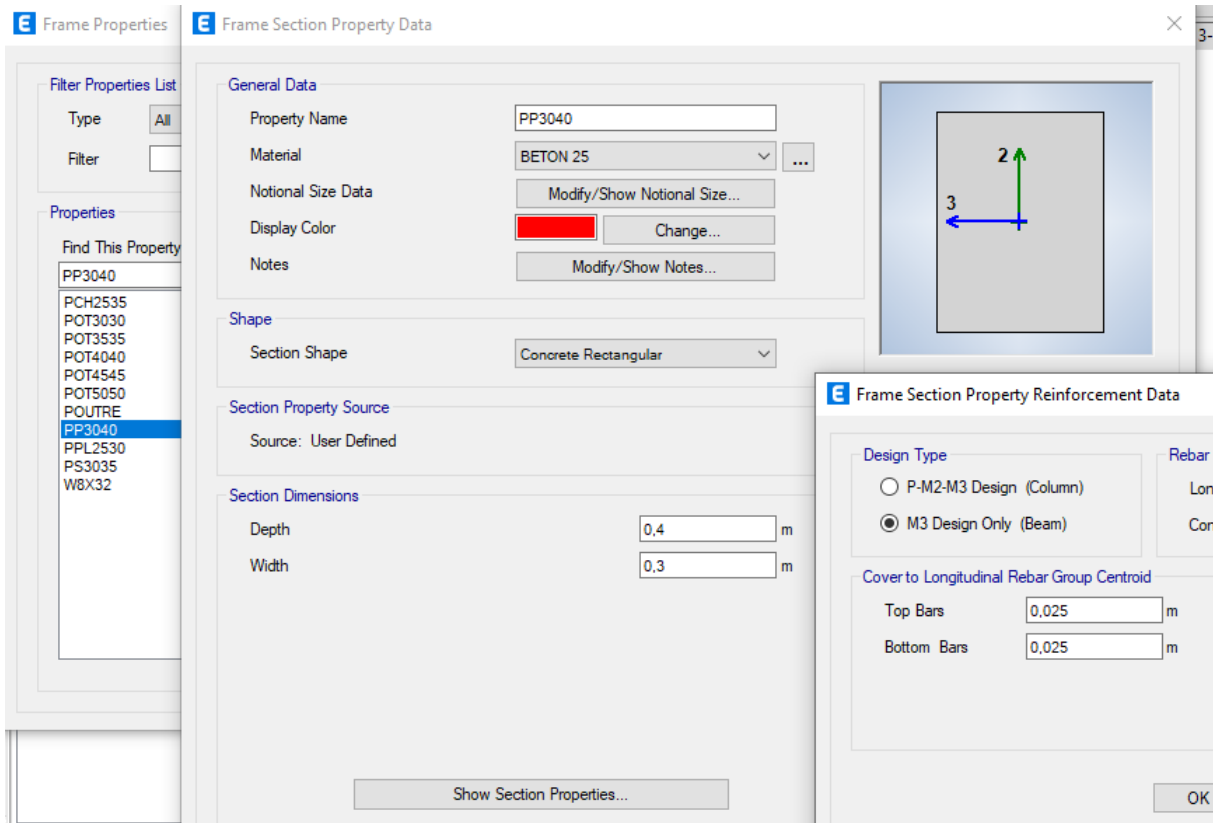


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

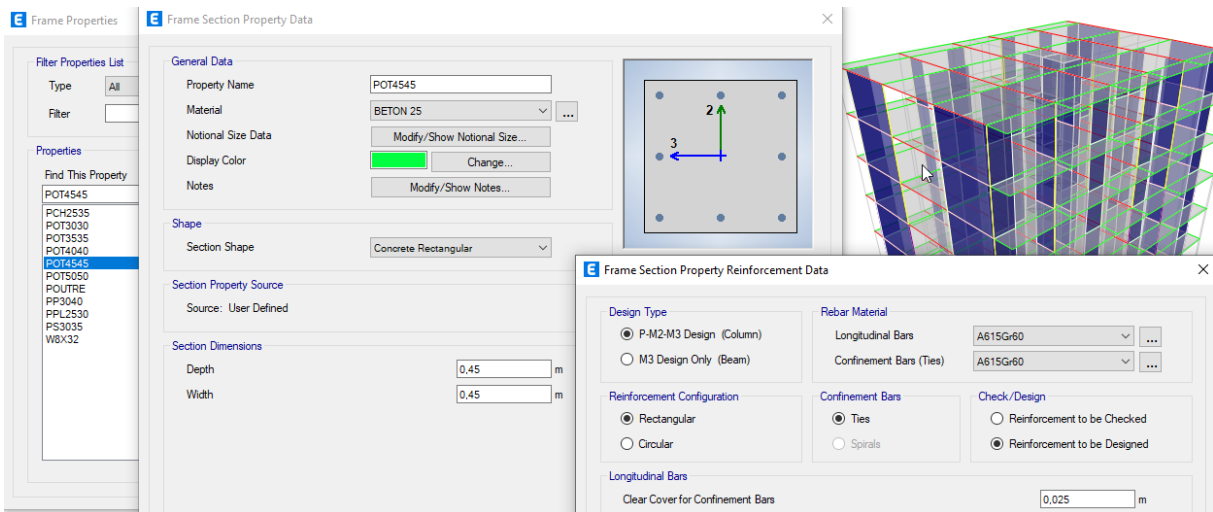



Figure IV.11 Définition des poteaux

Une fois la définition des poteaux et des poutres sont terminés, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membrane : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

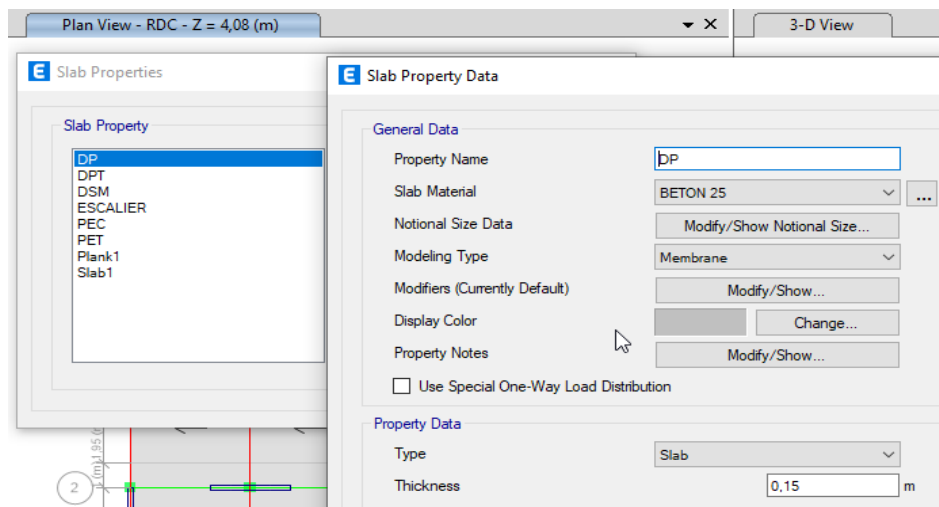


Figure IV.12 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



Pour les poteaux

On clique sur le bouton





Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Sur la fenêtre: **Proprety of Object : None.** On choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

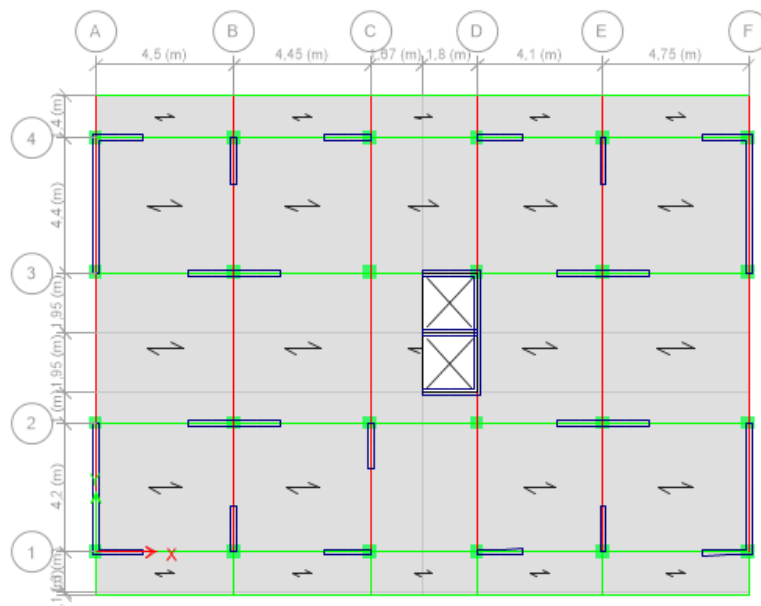



Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

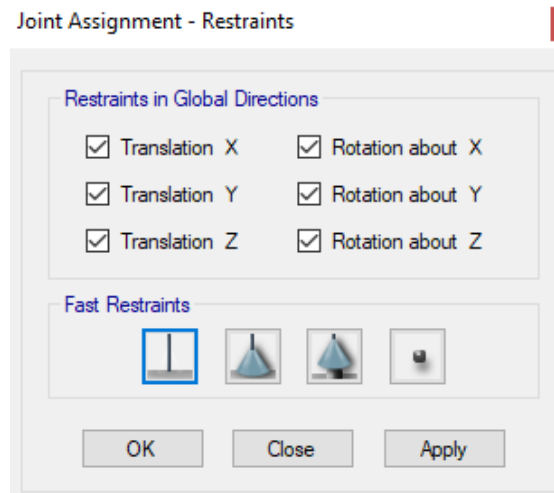


Figure IV.14 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure (équation 4.3 RPA 2024).

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.2 du RPA 2024. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

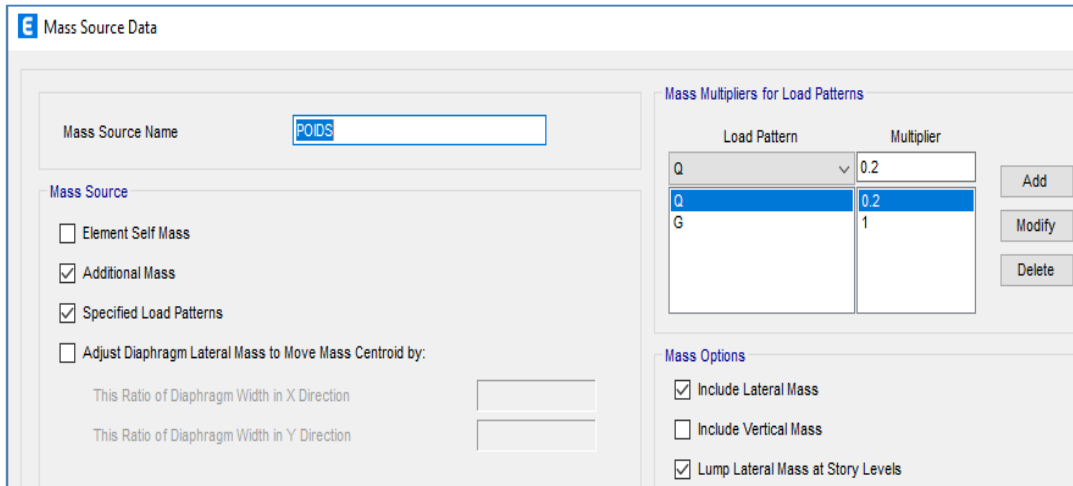


Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ **Diaphragme**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

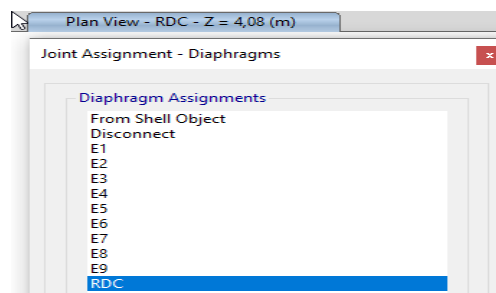


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

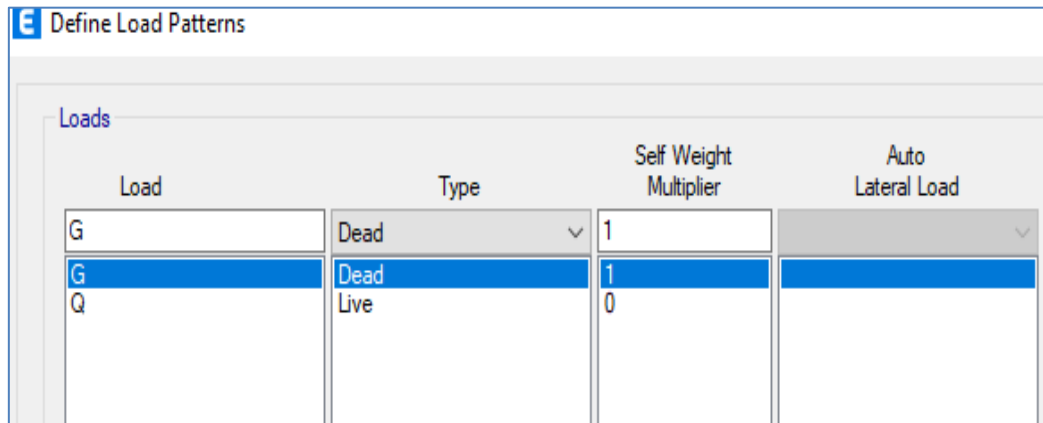


Figure IV.17 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA2024

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA2024 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

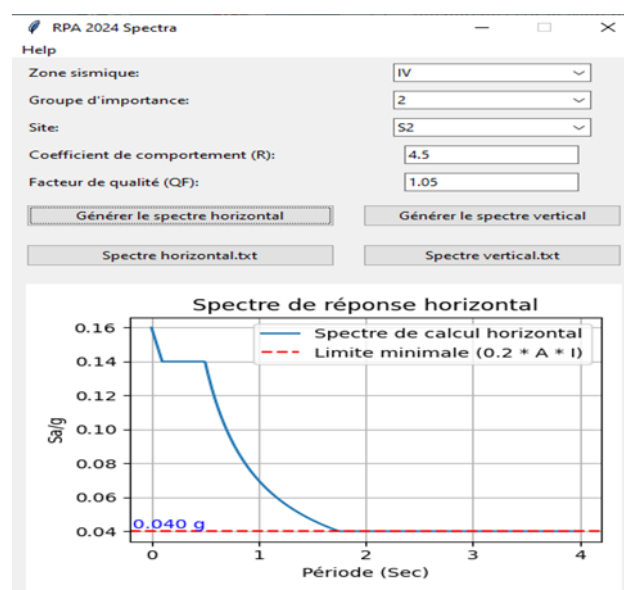


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 2024

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

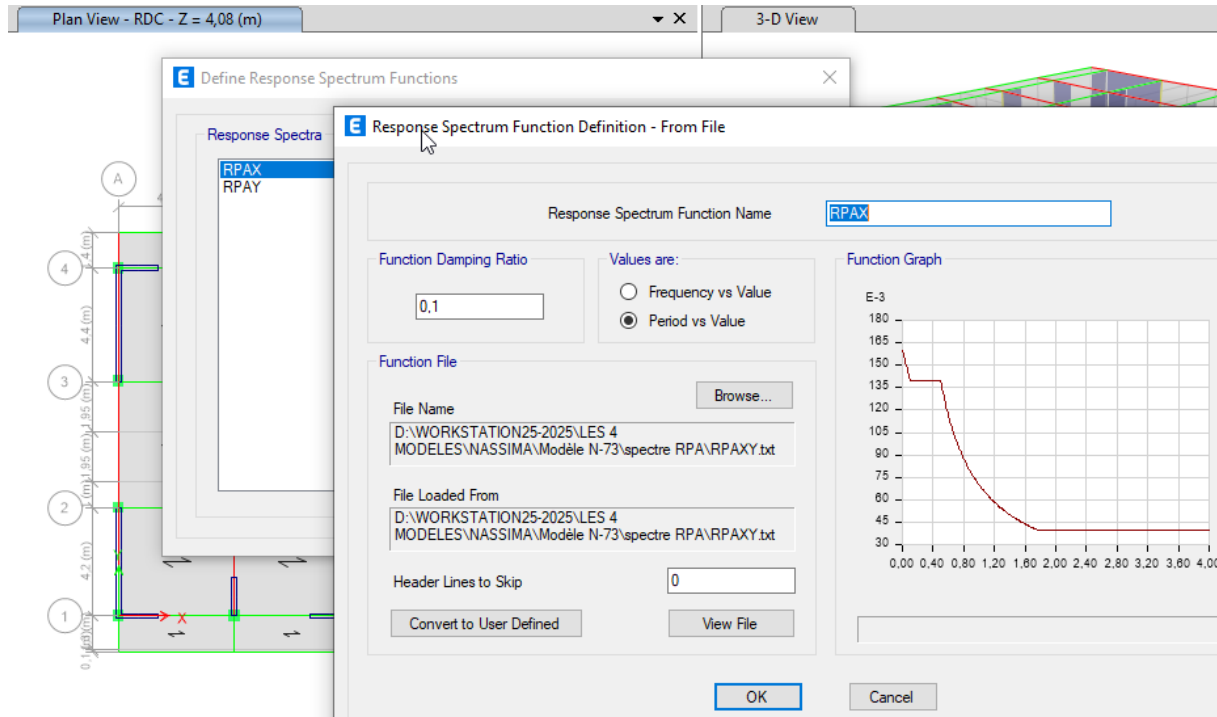


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 2024

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

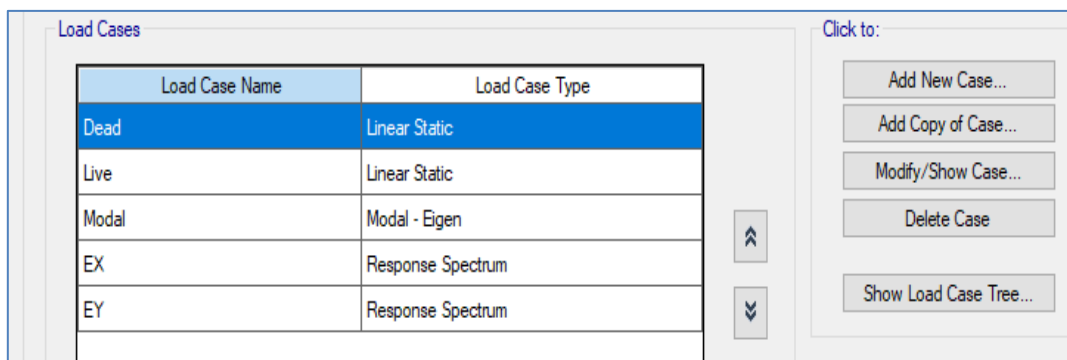


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

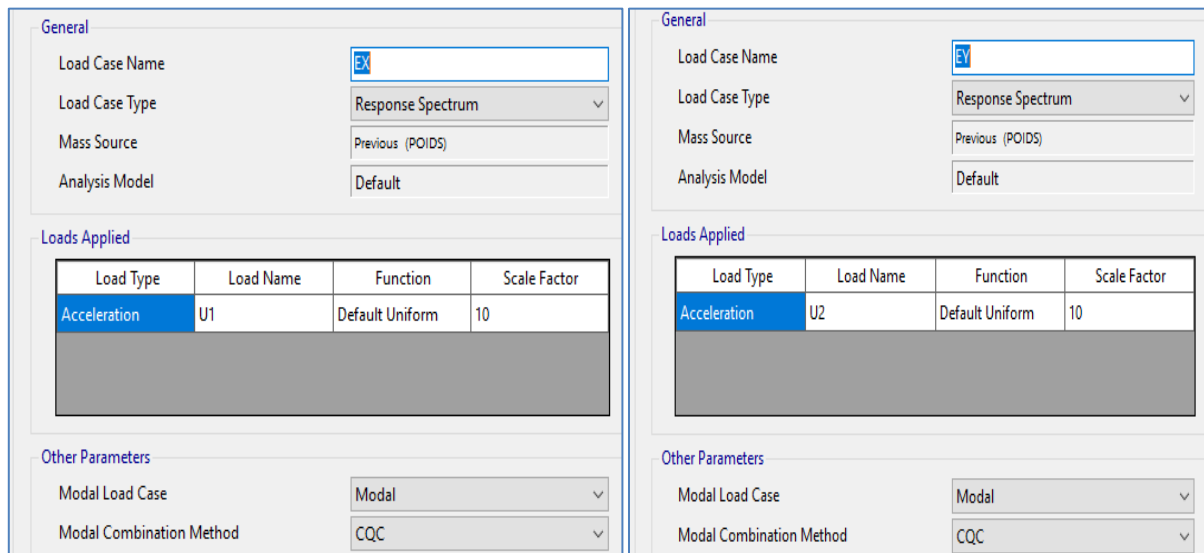



Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ Combinaisons aux états limites

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelle du RPA2024

- $G + 0.2Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3 E_x + E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x - E_y$

- $G + 0.2Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x + E_y$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads** **Combinaisons**  → **Add New Combo**.

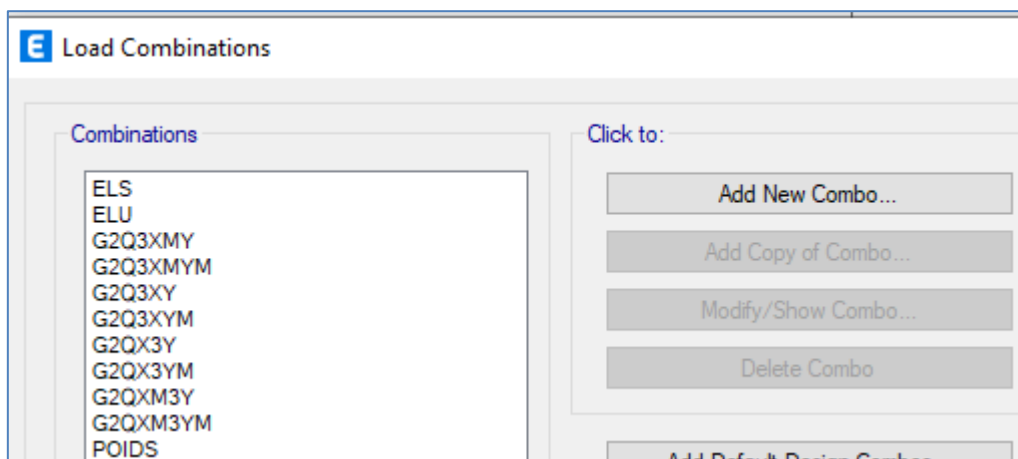



Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloquer le modèle, et on se positionne sur : **Analyse** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ 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 Diagramme** 

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clique sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la combinaison.

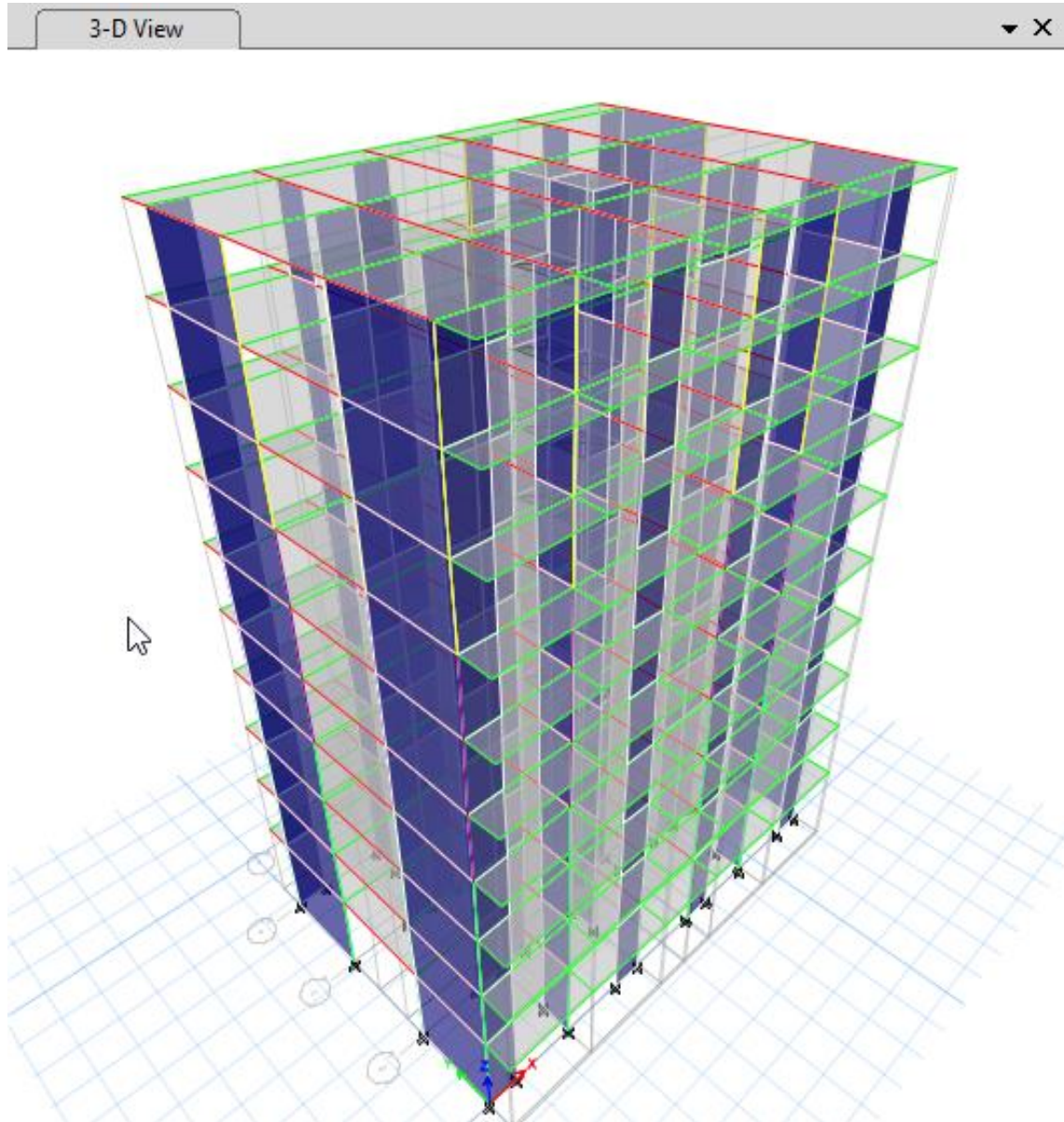


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

VI. Introduction

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du **RPA 2024** qui sont :

1. Le pourcentage de participation de la masse modale
2. L'excentricité
3. L'effort tranchant à la base.
4. L'effort normal réduit.
5. Les déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

VI.1 Vérification de la participation massique (masse modale)

Display→show tables→ANALYSIS RESULTS→modal information

→Building Modal Information→Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

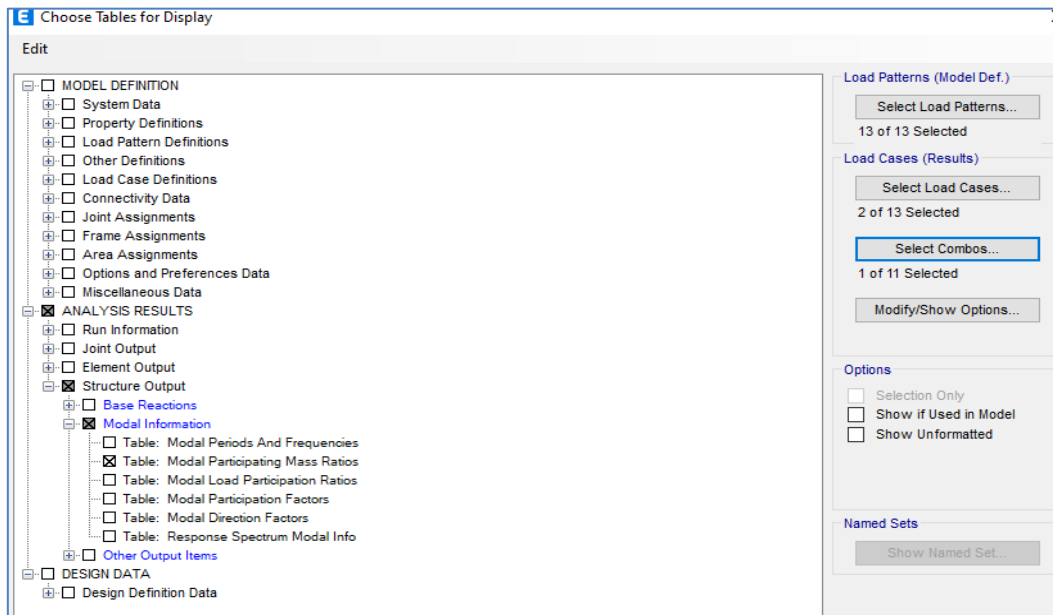


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	0,839	0,7303	0,0005	0,7303	0,0005	0,0005	0,0005
	Modal	2	0,623	0,0005	0,675	0,7307	0,6755	0,0115	0,012
	Modal	3	0,525	0,0007	0,0114	0,7315	0,687	0,6726	0,6846
	Modal	4	0,225	0,143	1,454E-05	0,8744	0,687	0,0001	0,6847
	Modal	5	0,139	0	0,1932	0,8744	0,8802	0,0026	0,6873
	Modal	6	0,116	4,976E-05	0,0027	0,8745	0,8829	0,1944	0,8817
	Modal	7	0,099	0,0593	1,375E-06	0,9338	0,8829	4,45E-05	0,8817
	Modal	8	0,06	0	0,0657	0,9338	0,9486	0,0007	0,8825
	Modal	9	0,055	0,0301	1,847E-06	0,9639	0,9486	0	0,8825
	Modal	10	0,05	2,161E-06	0,0007	0,9639	0,9493	0,0669	0,9494
	Modal	11	0,036	1,001E-06	0,0276	0,9639	0,9769	0,0003	0,9496
	Modal	12	0,035	0,0166	4,996E-06	0,9804	0,9769	1,139E-06	0,9496

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 73.03% de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**

Il mobilise 67.50 % de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : **rotation suivant Z-Z. Il n'y a pas de torsion.**

Il mobilise 67.26% de la masse.> 50%

Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA2024)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

6ème mode → Sens X-X : 93.38 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 94.86% > 90% → **Condition vérifiée.**

V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 RPA 2024}).$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2 \cdot T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 3.2 du RPA 2024 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IV, groupe d'usage 2 → **A=0.20**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad \text{(Formule 3.15 RPA 2024).}$$

D'après le tableau 3.3 du RPA 2024 :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.10 \\ T_2 = 0.50 \end{matrix} \right\} \text{Site ferme S2}$$

C) Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ (Formule 3.9 RPA2024)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi=10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

D) Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $h_n = 32.32 \text{ m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.3 du RPA 2024 ; $C_T = 0,05$.

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (32.32)^{3/4} \rightarrow T = 0.667 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA 2024

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur $\frac{S_{ad}}{g}$ (T) est déterminée à partir du tableau suivant :

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

$$D'où : T = 1,3 \times 0.667 = 0.867 \text{ sec} > T_{analytique} = 0.839 \text{ sec} \rightarrow \text{2ème cas}$$

$$Donc T = T_{calcul} \rightarrow T = 0.839 \text{ s}$$

$$\text{Finalement : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left(2.5 \times \frac{Q_f}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad \text{si } T_2 \leq T < T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.2 \times 1 \times 1.20 \left(2.5 \times \frac{1.05}{4.5} \right) \times \left(\frac{0.50}{0.839} \right) = 0.083$$

E) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction des critères suivants : Les conditions minimales sur les files de contreventement ; la redondance en plan ; la régularité en plan ; la régularité en élévation ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité.

Sens x-x

Catégorie	Critère, q	Observé (oui ou non)	Pq
(a)	1. Régularité en plan	Non	0.05
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0
	4. Conditions minimales sur les travées	Oui	0
(b)	1. Régularité en plan	Oui	0
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Redondance en plan	Oui	0

Sens y-y

Catégorie	Critère, q	Observé (oui ou non)	Pq
(a)	1. Régularité en plan	Non	0.05
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0
	4. Conditions minimales sur les travées	Oui	0
(b)	1. Régularité en plan	Oui	0
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Redondance en plan	Oui	0

Selon les exigences de l'article 3.7.1. du RPA 2024 concernant la régularité en plan, notamment la condition (a.1.) :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la **distribution des rigidités** que pour celle **des masses**.

Dans notre cas, **la distribution des rigidités** dans chaque niveau (en plan) est influencée par la présence de voiles de contreventement, dans les deux sens x et y, non symétriques, pour des raisons techniques (vérifications des exigences du RPA 2024 concernant les modes propres, la période, l'effort tranchant à la base et l'effort normal réduit) et architecturales (exploitation des surfaces et présence des ouvertures)

De même **la distribution des masses** dans chaque niveau (en plan) est influencée par la présence des décrochements, des parties rentrantes ou saillantes, ainsi que les différences de chargement dues aux surcharges d'exploitation (escalier, balcon).

Pondérations de la catégorie (a) :

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. §3.7.1a) du RPA 2024. → **Non vérifiée**

Ainsi, on considère la **non vérification de l'un des critères de la condition de régularité en plan**, notamment la condition **(a.1)**

On considère alors une pénalité vis-à-vis la régularité en plan : **$P_q = 0.05$**

On aura finalement : **$Q_x = 1,05$ et $Q_y = 1,05$.**

F) Détermination du poids de la structure W

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure **(équation 4.3 RPA 2024)**.

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.2 du RPA 2024. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **selectionner Building Output Table**

→ **Story Shears** → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

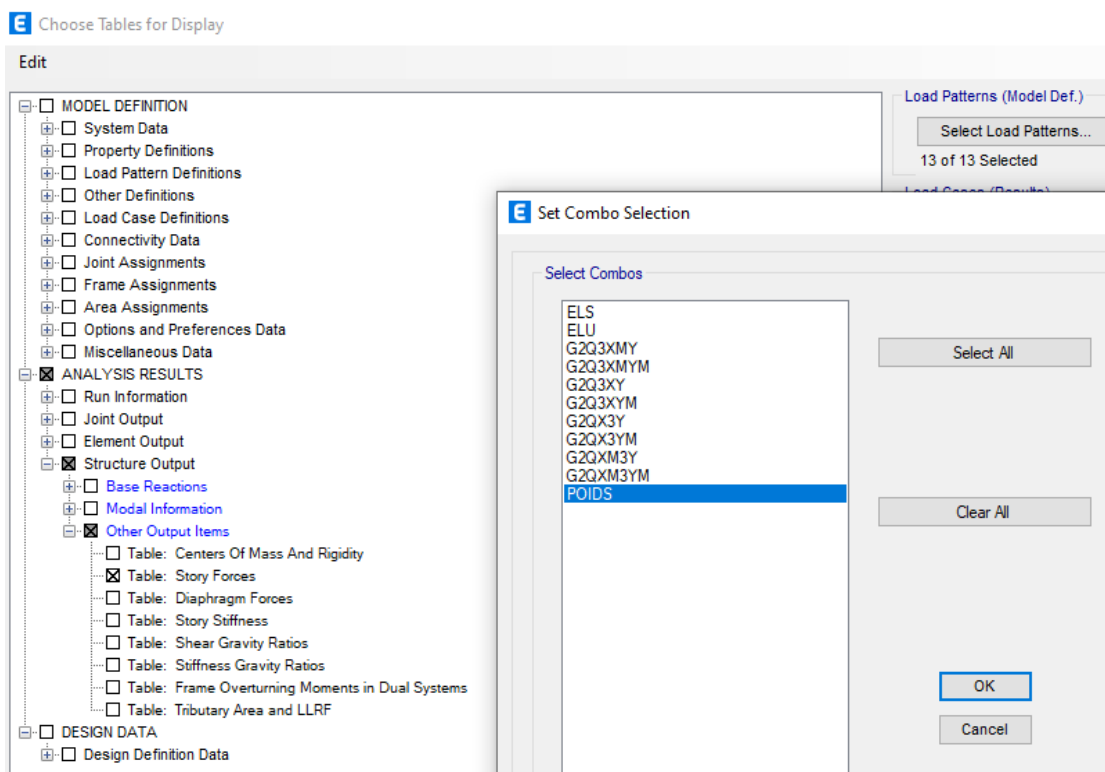


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Tableau V.1 Valeur du poids total de la structure

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
ETAGE 9	POIDS	Combination	Bottom	3681,7645	-3,485E-06	-8,875E-07	-1,236E-05	24214,7391	-39256,3241
ETAGE 8	POIDS	Combination	Bottom	7387,5849	-4,525E-06	-2,026E-06	9,313E-06	48604,5921	-78741,2175
ETAGE 7	POIDS	Combination	Bottom	11093,4053	-3,229E-06	-3,003E-06	-7,765E-06	72994,447	-118226,1131
ETAGE 6	POIDS	Combination	Bottom	14861,8884	-3,569E-06	-5,024E-06	-2,596E-05	97803,9914	-158375,8348
ETAGE 5	POIDS	Combination	Bottom	18630,3713	-4,384E-06	-3,645E-06	2,872E-05	122613,5349	-198525,5553
ETAGE 4	POIDS	Combination	Bottom	22398,8544	-4,398E-06	-2,664E-06	0,0001	147423,0789	-238675,2763
ETAGE 3	POIDS	Combination	Bottom	26239,18	-3,789E-06	-2,321E-06	4,774E-05	172713,8173	-279587,2226
ETAGE 2	POIDS	Combination	Bottom	30079,5056	-4,484E-06	-2,284E-06	4,826E-05	198004,5558	-320499,169
ETAGE 1	POIDS	Combination	Bottom	33972,9192	-4,834E-06	-2,292E-06	4,637E-05	223666,6214	-361974,3294
RDC	POIDS	Combination	Bottom	38286,0629	-4,762E-06	-2,397E-06	4,564E-05	252148,2631	-407947,2334

On choisit la valeur indiquée pour sous sol_ Bottom

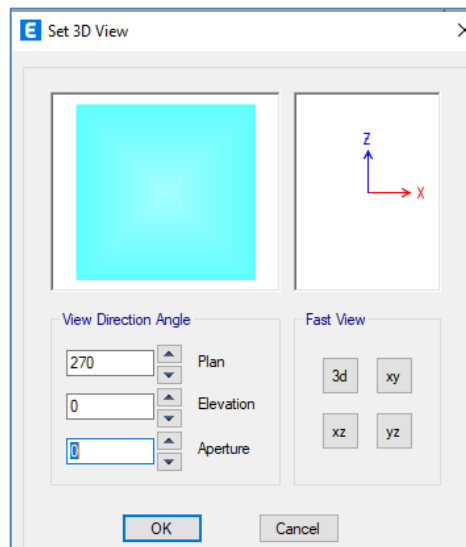
Donc: $W=38286,063 \text{ KN}$

G) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

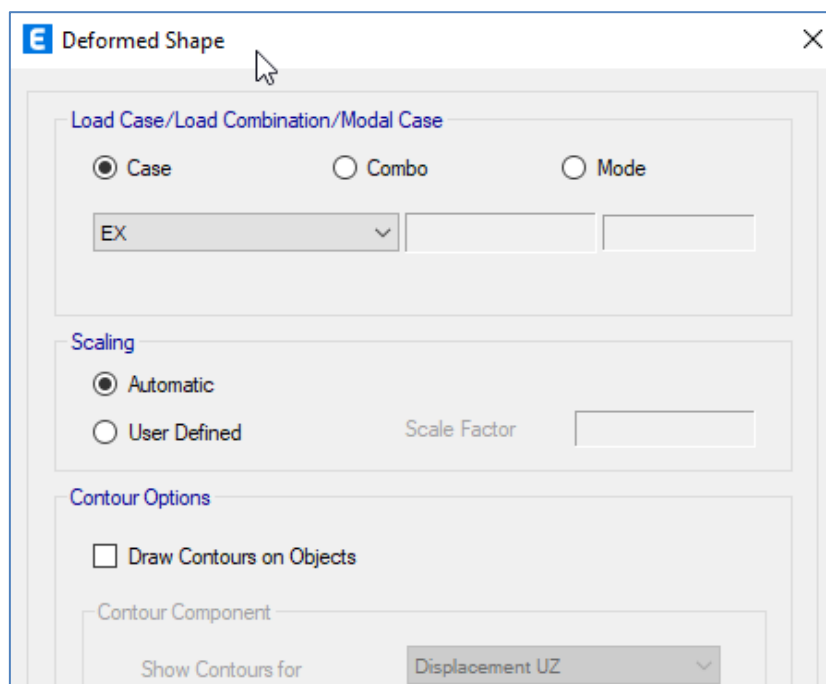
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

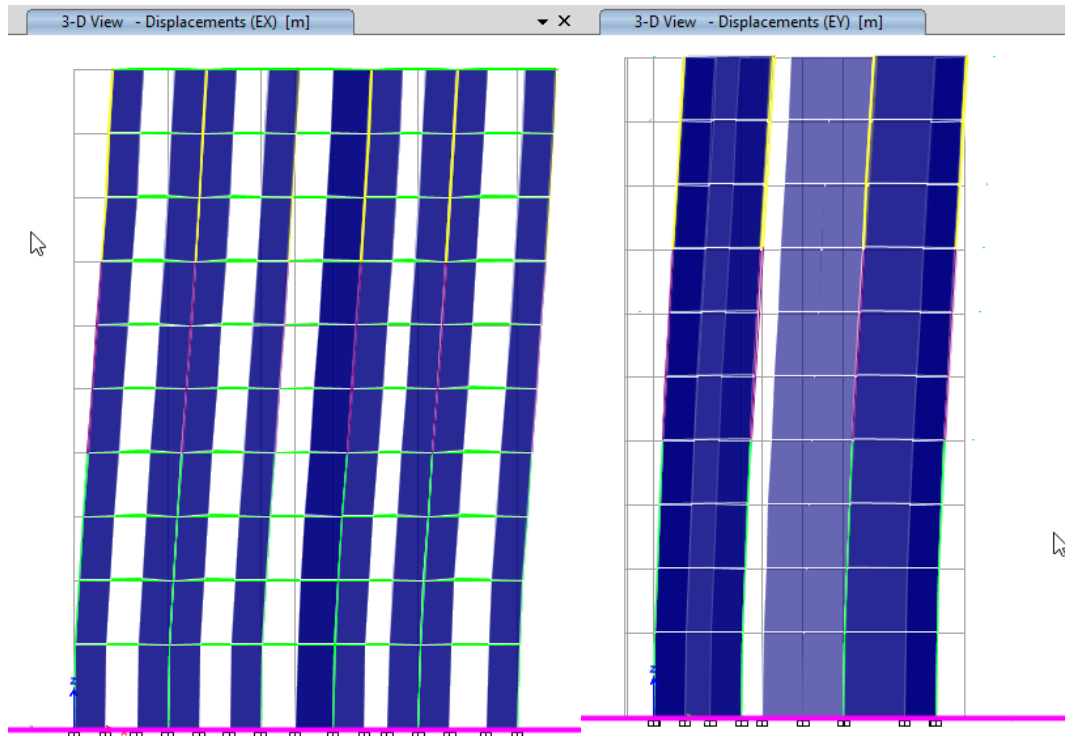


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **Ex**.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X

E Section Cut Forces ✕

<p>Section Cutting Line</p> <table border="0"> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Start Point</td> <td style="text-align: center;">End Point</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Global X</td> <td><input type="text" value="25"/></td> <td><input type="text" value="-5"/></td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Global Y</td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td>m</td> </tr> </table>		Start Point	End Point		Global X	<input type="text" value="25"/>	<input type="text" value="-5"/>	m	Global Y	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	m	<p>Load Case</p> <p><input type="text" value="EX"/></p> <p>Objects to Include</p> <table border="0"> <tr> <td><input checked="" type="checkbox"/> Columns</td> <td><input checked="" type="checkbox"/> Beams</td> <td><input checked="" type="checkbox"/> Braces</td> </tr> <tr> <td><input checked="" type="checkbox"/> Floors</td> <td><input checked="" type="checkbox"/> Walls</td> <td><input checked="" type="checkbox"/> Links</td> </tr> </table>	<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input checked="" type="checkbox"/> Beams	<input checked="" type="checkbox"/> Braces	<input checked="" type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input checked="" type="checkbox"/> Links	<p>Resultant Force Location and Angle</p> <table border="0"> <tr> <td>Global X</td> <td><input type="text" value="10.071"/></td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Global Y</td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Global Z</td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Angle</td> <td><input type="text" value="180"/></td> <td>deg</td> </tr> </table>	Global X	<input type="text" value="10.071"/>	m	Global Y	<input type="text" value="0"/>	m	Global Z	<input type="text" value="0"/>	m	Angle	<input type="text" value="180"/>	deg		
	Start Point	End Point																																
Global X	<input type="text" value="25"/>	<input type="text" value="-5"/>	m																															
Global Y	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	m																															
<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input checked="" type="checkbox"/> Beams	<input checked="" type="checkbox"/> Braces																																
<input checked="" type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input checked="" type="checkbox"/> Links																																
Global X	<input type="text" value="10.071"/>	m																																
Global Y	<input type="text" value="0"/>	m																																
Global Z	<input type="text" value="0"/>	m																																
Angle	<input type="text" value="180"/>	deg																																
<p>Integrated Forces</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td></td> <td colspan="3" style="text-align: center;">Left Side</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">Right Side</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">Z</td> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">Z</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Force</td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="2745,451"/></td> <td><input type="text" value="76,3678"/></td> <td><input type="text" value="4,159E-05"/></td> <td>kN</td> </tr> <tr> <td>Moment</td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="0"/></td> <td><input type="text" value="1781,2973"/></td> <td><input type="text" value="57074,05"/></td> <td><input type="text" value="20151,8196"/></td> <td>kN-m</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;"> <input type="button" value="Save Left Side Cut"/> <input type="button" value="Save Right Side Cut"/> </p>				Left Side			Right Side					1	2	Z	1	2	Z		Force	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="2745,451"/>	<input type="text" value="76,3678"/>	<input type="text" value="4,159E-05"/>	kN	Moment	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1781,2973"/>	<input type="text" value="57074,05"/>	<input type="text" value="20151,8196"/>	kN-m
	Left Side			Right Side																														
	1	2	Z	1	2	Z																												
Force	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="2745,451"/>	<input type="text" value="76,3678"/>	<input type="text" value="4,159E-05"/>	kN																											
Moment	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1781,2973"/>	<input type="text" value="57074,05"/>	<input type="text" value="20151,8196"/>	kN-m																											
<p><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input style="border: 1px solid blue;" type="button" value="Refresh"/></p>																																		

On a : 2745.451 KN → 100%

2638.967 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2638.967 \times 100}{2745.451} = \mathbf{96.12\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**96.12 %**

Effort repris par les portiques=**03.88%**

Sens Y-Y

De l'ETABS on obtient les tableaux suivant :

	Start Point	End Point	
Global X	25	-5	m
Global Y	0	0	m

EY

<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input checked="" type="checkbox"/> Beams	<input checked="" type="checkbox"/> Braces
<input checked="" type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input checked="" type="checkbox"/> Links

Global X	7,22	m
Global Y	0	m
Global Z	0	m
Angle	180	deg

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0	0	0	60,764	2735,256	0,0002	kN
Moment	0	0	0	58599,7476	1310,9477	12715,456	kN-m

	Start Point	End Point	
Global X	25	-5	m
Global Y	0	0	m

EY

<input type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams	<input type="checkbox"/> Braces
<input type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input type="checkbox"/> Links

Global X	7,22	m
Global Y	0	m
Global Z	0	m
Angle	180	deg

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0	0	0	57,6993	2671,0355	390,4788	kN
Moment	0	0	0	35607,096	1649,7113	12422,5891	kN-m

On a : 2735.256KN → 100%

2671.036 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2671.036 \times 100}{2735.256} = 97.65\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=97.65%

Effort repris par les portiques=02.35%

Les charges verticales

On procède par la même méthode graphique des « section cut » sur le logiciel ETABS afin de déterminer les pourcentages des charges verticales repris par les voiles et par les portiques. Afin de considérer toutes les charges verticales, on choisit cette fois la combinaison ELS.

Force	Left Side			Right Side			Unit
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0	0	0	-5,81E-06	-2,347E-06	-41934,884	kN
Moment	0	0	0	276560,54	-29479,4234	-0,0001	kN-m

Force	Left Side			Right Side			Unit
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0	0	0	1,4135	7,7416	-28677,2047	kN
Moment	0	0	0	189155,7555	-21612,3135	3,1835	kN-m

On a : 41934.884KN → 100%

28677.205KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{28677.205 \times 100}{41934.884} = 68.39\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **68.39%**

Effort repris par les portiques = **31.61%**

Selon les résultats trouvés et le tableau 3.17 du RPA 2024 :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Selon les résultats trouvés, les voiles reprennent **plus de 65 % de la charge horizontale** dans les deux directions sismiques.

D'après l'article **3.5 du RPA 2024**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles (système 5) ; dont le coefficient de comportement **R=4.5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes : $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$ (Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 2024).

MSE (RPA 2024)	Sens X		Sens Y	
Paramètres	λ	0.85	λ	0,85
	$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$	0.083	$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$	0.083
	W	38286,063	W	38286,063
Forces sismiques V (KN)	2701.082		2701.082	

H) Effort tranchant à la base de calcul (ETABS)

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**
 → **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

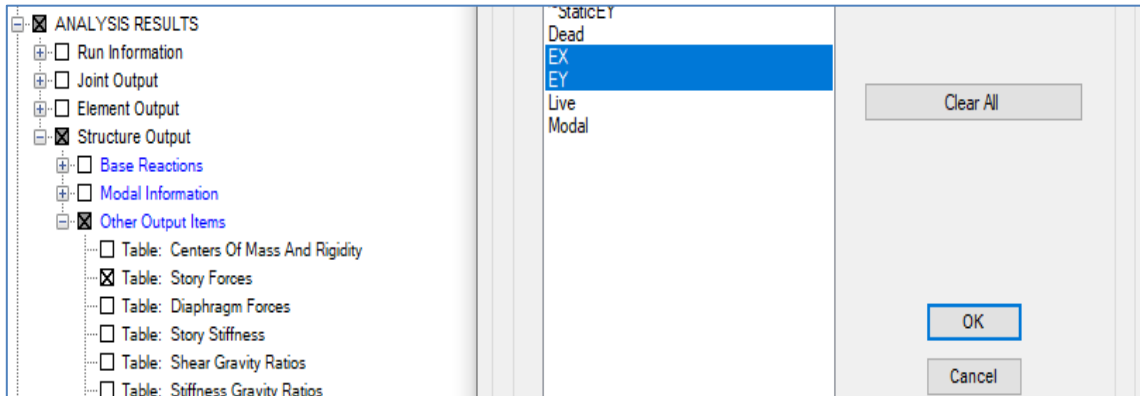


Figure V.3 Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant:

Tableau V.2 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE 9	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3,104E-06	513,8175	14,1872	3736,016	43,4128
ETAGE 8	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1,794E-05	966,6741	28,4687	7037,8654	130,3737
ETAGE 7	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1,598E-05	1327,9419	40,7817	9682,321	254,7971
ETAGE 6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1,324E-05	1629,9324	51,1967	11898,7776	411,0543
ETAGE 5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	1,926E-05	1894,743	59,6776	13844,6771	593,3001
ETAGE 4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	2,192E-05	2128,1886	66,191	15562,0364	795,542
ETAGE 3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	2,788E-05	2338,344	70,8853	17110,1862	1012,2476
ETAGE 2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3,412E-05	2517,0745	73,9683	18431,7577	1238,4255
ETAGE 1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	3,819E-05	2659,0473	75,6801	19486,5596	1469,8675
RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	4,159E-05	2745,451	76,3678	20128,3477	1781,2973

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE 9	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	9,993E-06	8,8431	525,9469	6154,5865	1609,3973
ETAGE 8	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	18,1102	1004,5839	11810,3402	4671,9687
ETAGE 7	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	26,8034	1381,4864	16292,1783	8852,6245
ETAGE 6	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	34,952	1691,0974	19983,31	13923,8656
ETAGE 5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	42,3532	1952,9802	23110,8609	19722,5239
ETAGE 4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	48,7129	2178,3656	25791,9786	26124,9378
ETAGE 3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	53,8379	2370,8182	28067,7814	33036,4159
ETAGE 2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	57,5688	2529,6935	29941,0384	40366,1185
ETAGE 1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	59,8298	2656,7883	31428,4371	48028,5307
RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	60,764	2735,256	32337,3303	58599,7476

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2745.451 \text{ KN}$

$V_y = 2735.256 \text{ KN}$

I) Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE}(\text{KN})$	$0.8V_{MSE}(\text{KN})$	$V_{ETABS}(\text{KN})$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	2701.082	2160.865	2745.451	Condition vérifiée
Sens (y-y)	2701.082	2160.865	2735.256	Condition vérifiée

V.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,35$.

Avec N_d : Effort normal sismique;

B: Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

Pour les poteaux 45x45 : $N_d = 1336,6914 \text{ KN}$

$$v = \frac{1336,6914 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.26 \leq 0.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 40x40 : $N_d = 580,3612 \text{ KN}$

$$v = \frac{580,3612 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.15 \leq 0.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 35×35 : Nd= 246,0362 KN

$$v = \frac{246,0362 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.08 < 0.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4. Justification vis-à-vis des déplacements (Art 5.10 RPA 2024)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 2024, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} : (\text{RPA 2024 , Formule 4-15})$$

Où :

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

R : coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Formule 4-16 de RPA 2024}).$$

$$\text{Sens xx : } \Delta kx = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\text{Sens yy : } \Delta ky = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

- **Suivant le sens longitudinal**

Le calcul des déplacements relatifs (dans le sens longitudinal (**inter-étages**)) sont présentés dans le Tableau V.4 comme suit :

niveau	$\Delta_{ek} x(m)$	R	QF	$\delta_{kx}(m)$	$\Delta_{kx} (m)$	he(m)	1,5%he(m)	Condition
ETAGE 9	0,0145	4,5	1,05	0,062	0,004	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE8	0,0137	4,5	1,05	0,058	0,003	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE7	0,0129	4,5	1,05	0,055	0,008	3,066	0,0459	Vérifiée
ETAGE6	0,0110	4,5	1,05	0,047	0,008	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE5	0,0092	4,5	1,05	0,039	0,008	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE4	0,0073	4,5	1,05	0,031	0,008	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE3	0,0055	4,5	1,05	0,023	0,008	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE2	0,0037	4,5	1,05	0,015	0,006	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE1	0,0021	4,5	1,05	0,009	0,005	3,06	0,0459	Vérifiée
RDC	0,0011	4,5	1,05	0,004	0,004	4,08	0,0612	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter-étages suivant le sens longitudinale

• **Suivant le sens transversal**

Le calcul des déplacements relatifs (dans le sens transversal) (**inter-étages**) sont présentés dans le Tableau V.5 comme suit :

niveau	$\Delta_{ek} x(m)$	R	QF	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{ky} (m)$	he(m)	1,5%he(m)	Condition
ETAGE 9	0,0138	4,5	1,05	0,059	0,006	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE8	0,0124	4,5	1,05	0,053	0,008	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE7	0,0105	4,5	1,05	0,045	0,007	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE6	0,0088	4,5	1,05	0,038	0,007	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE5	0,0072	4,5	1,05	0,031	0,007	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE4	0,0055	4,5	1,05	0,024	0,007	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE3	0,0040	4,5	1,05	0,017	0,006	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE2	0,0026	4,5	1,05	0,011	0,0049	3,06	0,0459	Vérifiée
ETAGE1	0,0014	4,5	1,05	0,006	0,004	3,06	0,0459	Vérifiée
RDC	0,0005	4,5	1,05	0,002	0,002	4,08	0,0612	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter-étages suivant le sens transversa

V.5. Vérification des déplacements maximal: (ARTB.6.5,3/BAEL91)

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

avec : f_{adm} : la flèche admissible

$$H_t: \text{La hauteur totale du bâtiment } (H_t=32,32m). \} \implies f_{adm} = \frac{32,32}{500} = 0,064 m$$

- **Sens longitudinal:** $\delta_{\max(x-x)} = 0,062 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,064 \text{ m} \dots$ condition vérifiée
- **Sens transversal :** $\delta_{\max(y-y)} = 0,059 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,064 \text{ m} \dots$ condition vérifiée

Conclusion :

Les déplacements sont vérifiées dans les deux directions X et Y

V.6. Vérifications de l'effet P-Delta (Article 5.9 ; RPA2024)

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

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k

Δ_k : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

V_k : Effort tranchant d'étage considéré au niveau k

h_k : Hauteur de l'étage k.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta_k \leq 0,1 & \implies \text{l'effet p-Delta peut être négligé} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 & \implies \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } 1/(1 - \theta_k) \\ \theta_k > 0,2 & \implies \text{Structure instable et doit être redimensionnée} \end{array} \right.$$

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour l'effort tranchant d'étage (V_x)

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois

OK

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
ETAGE 9	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,000003104	513,8175	14,1872	3736,016	43,4128	1572,2814
ETAGE 8	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00001794	966,6741	28,4687	7037,8654	130,3737	4507,6154
ETAGE 7	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00001598	1327,9419	40,7817	9682,321	254,7971	8499,5968
ETAGE 6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00001324	1629,9324	51,1967	11898,7776	411,0543	13346,7727
ETAGE 5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00001926	1894,743	59,6776	13844,6771	593,3001	18912,2993
ETAGE 4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00002192	2128,1886	66,191	15562,0364	795,542	25094,1823
ETAGE 3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00002788	2338,344	70,8853	17110,1862	1012,2476	31815,542
ETAGE 2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00003412	2517,0745	73,9683	18431,7577	1238,4255	39003,8294
ETAGE 1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00003819	2659,0473	75,6801	19486,5596	1469,8675	46572,4081
RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00004159	2745,451	76,3678	20128,3477	1781,2973	57074,0497

Pour l’effort tranchant d’étage (Vy)

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
ETAGE 9	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,000009993	8,8431	525,9469	6154,5865	1609,3973	27,0599
ETAGE 8	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	18,1102	1004,5839	11810,3402	4671,9687	82,2134
ETAGE 7	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	26,8034	1381,4864	16292,1783	8852,6245	163,5346
ETAGE 6	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	34,952	1691,0974	19983,31	13923,8656	269,4745
ETAGE 5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	42,3532	1952,9802	23110,8609	19722,5239	397,8007
ETAGE 4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	48,7129	2178,3656	25791,9786	26124,9378	545,3706
ETAGE 3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	53,8379	2370,8182	28067,7814	33036,4159	708,507
ETAGE 2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	57,5688	2529,6935	29941,0384	40366,1185	883,0362
ETAGE 1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	59,8298	2656,7883	31428,4371	48028,5307	1064,6103
RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	60,764	2735,256	32337,3303	58599,7476	1310,9485

Pour le poids (P)

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
ETAGE 9	POIDS	Combination	Bottom	3681,7645	-0,000003485	-8,875E-07	-0,00001236	24214,7391	-39256,3241
ETAGE 8	POIDS	Combination	Bottom	7387,5849	-0,000004525	-0,000002026	0,000009313	48604,5921	-78741,2175
ETAGE 7	POIDS	Combination	Bottom	11093,4053	-0,000003229	-0,000003003	-0,000007765	72994,447	-118226,1131
ETAGE 6	POIDS	Combination	Bottom	14861,8884	-0,000003569	-0,000005024	-0,00002596	97803,9914	-158375,8348
ETAGE 5	POIDS	Combination	Bottom	18630,3713	-0,000004384	-0,000003645	0,00002872	122613,5349	-198525,5553
ETAGE 4	POIDS	Combination	Bottom	22398,8544	-0,000004398	-0,000002664	0,0001	147423,0789	-238675,2763
ETAGE 3	POIDS	Combination	Bottom	26239,18	-0,000003789	-0,000002321	0,00004774	172713,8173	-279587,2226
ETAGE 2	POIDS	Combination	Bottom	30079,5056	-0,000004484	-0,000002284	0,00004826	198004,5558	-320499,169
ETAGE 1	POIDS	Combination	Bottom	33972,9192	-0,000004834	-0,000002292	0,00004637	223666,6214	-361974,3294
RDC	POIDS	Combination	Bottom	38286,0629	-0,000004762	-0,000002397	0,00004564	252148,2631	-407947,2334

Finalement le calcul de l’effet P-Delta donne les résultats suivants dans les deux directions X et Y :

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{ix} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{iy} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
ETAGE 9	3681,7645	0,0019	513,8175	1572,28	0,0044	0,0016	525,9469	1609,40	0,0037
ETAGE 8	7387,5849	0,0021	966,6741	2958,02	0,0052	0,0017	1004,5839	3074,03	0,0040
ETAGE 7	11093,4053	0,0023	1327,9419	4063,50	0,0063	0,0017	1381,4864	4227,35	0,0044
ETAGE 6	14861,8884	0,0025	1629,9324	4987,59	0,0075	0,0017	1691,0974	5174,76	0,0048
ETAGE 5	18630,3713	0,0027	1894,743	5797,91	0,0086	0,0016	1952,9802	5976,12	0,0051
ETAGE 4	22398,8544	0,0028	2128,1886	6512,26	0,0095	0,0015	2178,3656	6665,80	0,0052
ETAGE 3	26239,18	0,0027	2338,344	7155,33	0,0099	0,0014	2370,8182	7254,70	0,0050
ETAGE 2	30079,5056	0,0025	2517,0745	7702,25	0,0096	0,0012	2529,6935	7740,86	0,0045
ETAGE 1	33972,9192	0,0020	2659,0473	8136,68	0,0082	0,0009	2656,7883	8129,77	0,0037
RDC	38286,0629	0,0012	2745,451	13178,16	0,0034	0,0005	2735,256	13129,23	0,0016

On constate que θ_x et θ_y sont inférieure à (0.1)
 Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Les exigences du RPA 2024 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage de la structure.

Chapitre VI
Ferraillages des éléments
principaux

VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V22.4.0), ils sont donc calculés en flexion composé.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$G+0.2Q\pm EX\pm 0.3EY$$

$$G+0.2Q\pm 0.3EX\pm EY$$

VI.1.1. Recommandations du RPA

Armatures longitudinales (R.P.A 24 Art.7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **$60\Phi_L$** (zone IV).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **15 cm en zone IV.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **1%** de la section du béton (**1% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 8 % en zone de recouvrement :

	1% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	8% b h (cm ²)
Poteaux (45x45)	20,25	81	162
Poteaux (40x40)	16	64	128
Poteaux (35x35)	12,25	49	98

Tableau VI.1 : Section minimale et maximale des armatures.

VI.1.2. Calcul des armatures à l'ELU

▪ Exposé de la méthode de calcul

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.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

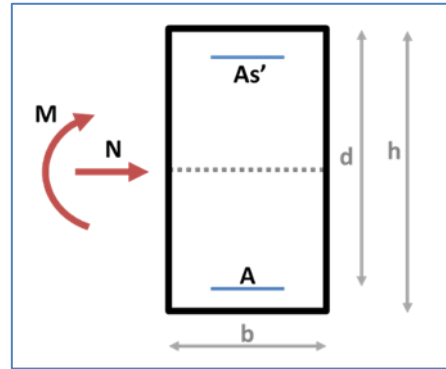
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

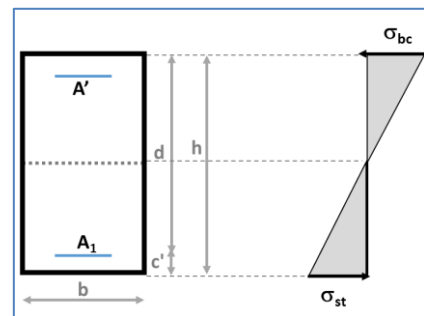
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$



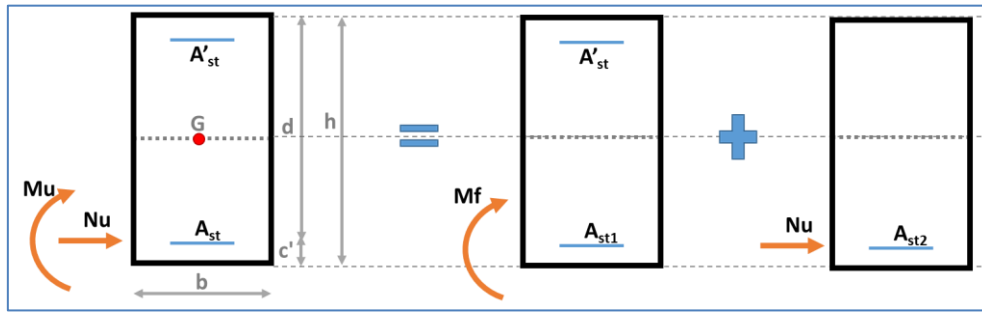


Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81\frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **1er cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

➤ **2eme cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B :** Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Par la suite, le ferrailage des poteaux sera fait à l'aide de l'application de calcul des sections d'armatures SOCOTEC suivant les cas de sollicitation les plus défavorable (Nmax , Mcor)

(Nmax, Mcor)

(Mmax ,Ncor)

Niveau	Section (cm2)	Sollicitation	poteaux	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
RDC – E1-E2-E3	(45 × 45)	$N^{max} - M^{corr}$	C3	G2Q3XY	1336,6914	-12,6392
		$N^{min} - M^{corr}$	C2	G2Q3XY	-649,3372	3,5935
		$N^{corr} - M^{max}$	C11	G2QX3Y	243,5638	103,3742
E4– E5-E6	(40 × 40)	$N^{max} - M^{corr}$	C10	ELU	580,3612	-0,2746
		$N^{min} - M^{corr}$	C3	G2Q3XY	-97,8615	1,7157
		$N^{corr} - M^{max}$	C11	G2Q3XY	189,4625	89,4804
E7– E8 -E9	(35 × 35)	$N^{max} - M^{corr}$	C10	ELU	246,0362	13,5856
		$N^{min} - M^{corr}$	C15	G2QX3Y	-16,4543	1,1136
		$N^{corr} - M^{max}$	C11	G2Q3XY	41,6763	61,5635

Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.

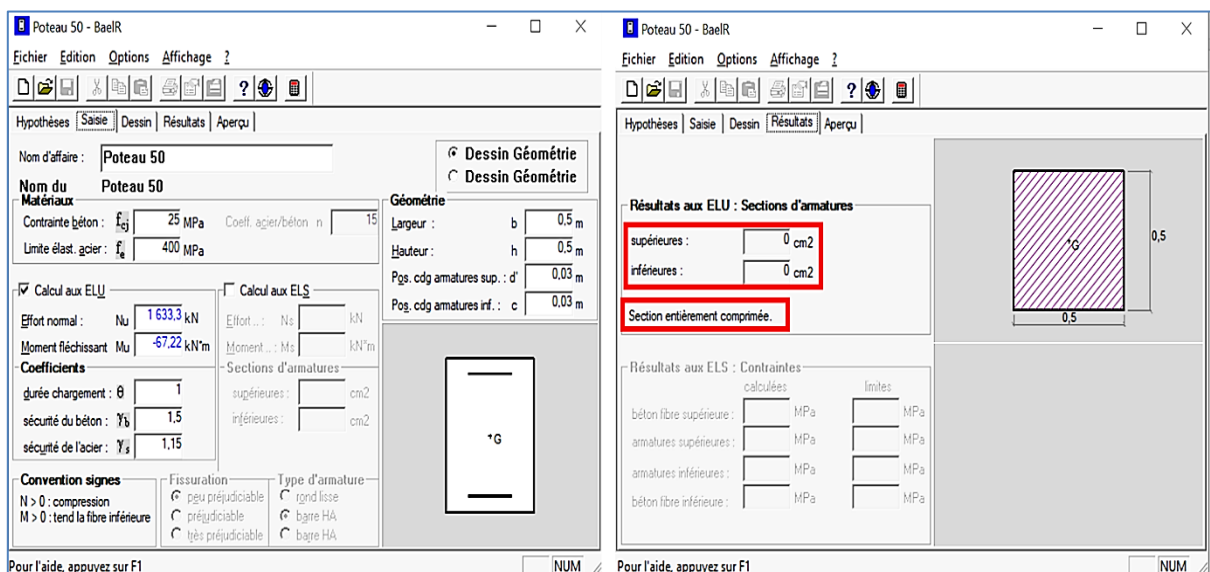


Figure VI.2 : Exemple du ferrailage à l'aide de l'application SOCOTEC

- **Calcul du ferrailage des poteaux**

Poteau	N°	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
45x45	C3	1336,6914	-12,6392	SEC	0	0	20,25	4HA16 4HA20	20.61
	C2	-649,3372	3,5935	SET	7,89	8,35			
	C11	243,5638	103,3742	SPC	0	3,36			
40x40	C10	580,3612	-0,2746	SEC	0	0	16	8HA16	16.08
	C22	-97,8615	1,7157	SET	1,1	1,35			
	C2	189,4625	89,4804	SPC	0	3,99			
35x35	C1	246,0362	13,5856	SEC	0	0	12,25	8HA14	12.32
	C16	-16,4543	1,1136	SET	0,11	0,3			
	C2	41,6763	61,5635	SPC	0	4,51			

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux

VI.1.3. Vérifications à l'ELU

- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$. Soit
 ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$).

▪ **Espacement des armatures transversales :**

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 2024 (Art 7.4.)

➤ **En zone courante :**

$$t' \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1,4\right\}$$

$$t' \leq \min\{17,5; 17,5; 14\} = 14\text{cm}$$

$$S_t \leq 14\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone nodale : (critique)**

$$t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$$t \leq \min\left(\frac{35}{3}; 10; 60 \times 1,4\right) = 11,6$$

$$S_t \leq 11,6 \text{ cm} \quad \text{soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (45 x45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.68}{0.45} = 5,78 \quad \text{Donc } \lambda_g \geq 5$$

Donc

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

$$A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \cdot b_1$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

$$(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Poteaux (45 x45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.45} = 4,17 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

$$A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \cdot b_1$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(3.6 + 1.35) / 2 = 2.4 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

▪ $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$

$$(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2,66}{0.40} = 4,70 \text{ Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$(3.2 + 1.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2,}{0.35} = 5.3 \geq 5$$

Donc

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

▪ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$l_{cr} = \max\left(1.5h_c, \frac{l_{cL}}{6}, 60 \text{ cm}\right) \quad (\text{Art 7.2})$$

- h_c (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

- l_{cL} (unités: cm): la longueur libre du poteau

- Si $l_c/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

	H	h'
Poteaux (45x45)	4,08	$l_{cr} = \text{Max}\left(\frac{408-35}{6}\right); 1,5 \times 45; 60) = 67,5 \text{ cm}$
Poteaux (45x45)	3.06	$l_{cr} = \text{Max}\left(\frac{306-35}{6}\right); 1,5 \times 45; 60) = 67,5 \text{ cm}$
Poteaux (40x40)	3.06	$l_{cr} = \text{Max}\left(\frac{306-35}{6}\right); 1,5 \times 40; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (35x35)	3.06	$l_{cr} = \text{Max}\left(\frac{306-35}{6}\right); 35; 35; 60) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale

La longueur minimale des recouvrements est :

Pour la zone IV: $L_r = 60\Phi$

$\varnothing 20 \quad L_r = 60 \times 2 = 120 \text{ cm}$

$\varnothing 16 \quad L_r = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm}$

$\varnothing 14 \quad L_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$

▪ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3 /RPA 2024) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
45x45	4.08	45	42	55,9452	5,78	0.075	0.029	1.875	CV
45x45	3.06	45	42	55,9452	4,17	0.04	0.029	1	CV
40x40	3.06	40	37	53,5756	4,70	0.04	0.036	1	CV
35x35	3.06	35	32	44,9724	5.3	0.075	0.040	1.875	CV

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.4. Vérifications à l'ELS

A. Vérification des contraintes a l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_S$$

$$\text{Avec : } P = -3L_C^2 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_C < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et E1 E2 E3	$N_{max} = +$ 868,6293	$M_{cor} =$ 1,4163	3,34	50	48,6	3,23	15	348	CV
	$N_{min} = +$ 343,2478	$M_{cor} =$ 0,081	1,3	19,5	19,4	1,3	15	348	CV
	$N_{cor} =$ 645,2863	$M_{max} =$ -14,6778	1,87	29,2	44,1	3,01	15	348	CV
E4 et E5 et E6	$N_{max} =$ 615,4935	$M_{cor} =$ 4,9589	3,24	47,9	40,8	2,67	15	348	CV
	$N_{min} =$ 98,0669	$M_{cor} =$ -0,3042	0,45	6,84	7,28	0,49	15	348	CV
	$N_{cor} = +$ 98,0669	$M_{max} =$ 33,6149	2,69	34,1	-37,4	0	15	348	CV
E7 et E8 et E9	$N_{max} =$ 285,0541	$M_{cor} =$ 7,4195	2,45	34,7	18,9	1,13	15	348	CV
	$N_{min} =$ 10,2212	$M_{cor} =$ -0,1582	0,05	0,79	1,13	0,08	15	348	CV
	$N_{cor} =$ 57,7156	$M_{max} =$ 30,4383	3,67	41,4	-68	0	15	348	CV

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Poteaux 45x45	868,6293	1,4163	0,0016	5,49	20.61	CV
	343,2478	0,081	0,0002	5,49		CV
	645,2863	-14,6778	-0,0227	5,48		CV
Poteaux (40x40)	615,4935	4,9589	0,0081	4,30	16.08	CV
	98,0669	-0,3042	-0,0031	4,30		CV
	98,0669	33,6149	0,3428	4,43		CV
Poteaux (35x35)	285,0541	7,4195	0,0260	3,26	12.32	CV
	10,2212	-0,1582	-0,0155	3,25		CV
	57,7156	30,4383	0,5274	3,44		CV

Tableau VI.7 : vérifications Condition de non fragilité.

VI.2. Ferraillage des poutres

VI.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL 91
- $G + 0,2Q \pm EX \pm 0,3EY$

VI.2.2 Recommandations du RPA version 2024

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales : (30 × 40)

Poutres secondaires : (30 × 35)

Donc : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre (art.7.5.2. du RPA 2024)

La longueur minimale de recouvrement est de :

- (50ϕ) en zones I, II et III

- (60ϕ) en zones IV, V et VI

2) Armatures transversales (art 7.5.2 RPA/version 2024)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

- h : hauteur de la poutre
- ϕ_t : diamètre des armatures de confinement
- ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

avec :

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en

travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ 1er cas

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

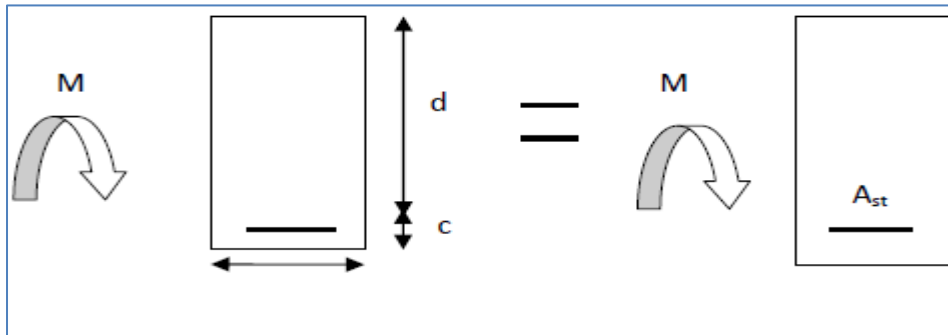


Figure VI.3 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{eme} cas

$\mu > \mu_l = 0,392$ → Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

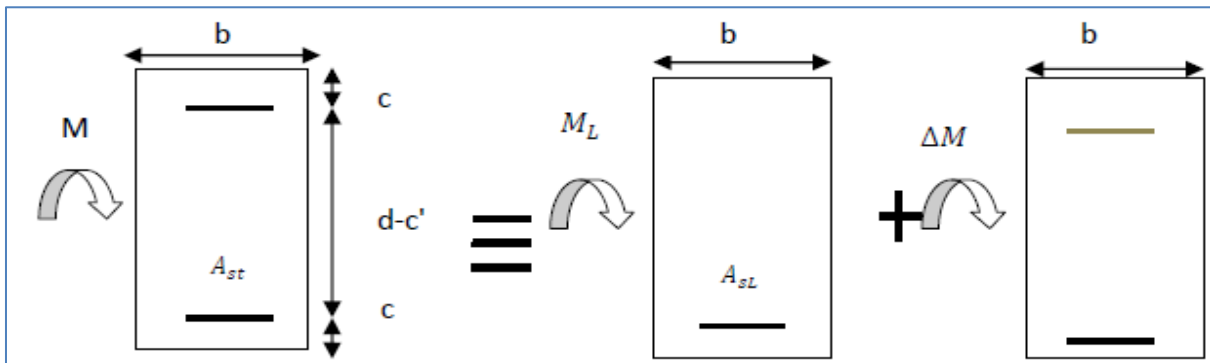


Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivants :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Exemple de calcul

2-Poutre principale (30 × 40)

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54,25 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,093 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,093 \longrightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,25 \times 10^3}{0,951 \times 37 \times 348} = 4,43 [\text{cm}^2]$$

On choisi 3HA16 avec une section $St = 6,03 \text{ cm}^2$

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{131,318 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 17,71} = 0,180 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,180 \longrightarrow \beta = 0,900$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{131,318 \times 10^3}{0,900 \times 37 \times 400} = 9,85[\text{cm}^2]$$

On choisi 3HA16+3HA14 avec une section St = 10,65 cm²

Poutre Principales (30x40) :

	Mu (max)	Situation	μ	Obs	B	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Ferraillage
Travée	54,25	ELU	0,156	SSA	0,915	4,43	6,00	6,03	3HA16
Appui	131,318	Acc	0,180	SSA	0,900	9,85		10,65	3HA16+3HA14

Tableau VI.10 : Tableau de ferrailage des poutres principale

1-Poutres secondaire(30 × 35)

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{30,64 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,070 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,64 \times 10^3}{0,963 \times 32 \times 348} = 2,85[\text{cm}^2]$$

On choisi 3HA 14avec une section St = cm²

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{102,55 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 17,71} = 0,188 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,188 \longrightarrow \beta = 0,895$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{102,55 \times 10^3}{0,885 \times 32 \times 400} = 9,05 \text{ cm}^2$$

On choisi 3HA14+3HA14 avec une section St = 9,24 cm²

Poutre secondaire (30x35) :

	Mu (max)	Situation	μ	Obs	B	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Ferrailage
Travée	30,64	ELU	0,070	SSA	0,964	2,85	5,25	4,62	3HA14
Aux appuis	102,55	Acc	0,188	SSA	0,895	9,05		9,24	3HA14+3HA14

Tableau VI.10 : Tableau de ferrailage des poutres secondaire

VI.2.4. Vérification des armatures longitudinales

▪ Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

1. Poutres principales

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340 \text{ [cm}^2\text{]}$$

• Aux appuis

$$A_{adoptée} = 10,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,340 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 10,56 \text{ cm}^2 > A_{min}(\text{RPA}) = 6,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

• **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 > A_{\text{min}} = 1,340[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25 [\text{cm}^2]$$

• **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

1. Poutres principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} =$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{117,211 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,055 \text{ [MPa]}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,055 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 82,959[\text{KN}]$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{82,959 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,864 \text{ [MPa]}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(4; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,864 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant**

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

- Poutre principales : $T_{\max} = 117,211 \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 799,2 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaires : $T_{\max} = 82,959 \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 691,22 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où : $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$

- **Poutre principales :** $\left(117,211 - \frac{99,8633}{0,9 \times 0,37}\right) = -182,678 < 0$

- **Poutre secondaires :** $\left(82,959 - \frac{110,0885}{0,9 \times 0,32}\right) = -299,292 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

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

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

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

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

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutres principales : $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1.4) \times 2 = 26,37$

$$\tau_u = \frac{117,211}{0.9 \times 37 \times 26,37} \times 10 = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 28,26 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{82,959}{0.9 \times 32 \times 28,26} \times 10 = 1,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56,33 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,29 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour ϕ 16 : $L_s = 24\text{cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_s = 20\text{cm}$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

Poutre principale

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1,14; 3; 1,6) = 1,14 \text{ cm}$$

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

Poutre Secondaire

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1; 3; 1,4) = 1 \text{ cm}$$

Poutre B25

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1,14; 3; 1,6) = 1,14\text{cm}$$

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

▪ **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37 ; 40 \text{ cm}) = (33,3 ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 32 ; 40 \text{ cm}) = (28,8 ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après le RPA 2024 (Art 7-5-2)

$$\text{Zone nodale : } s = \min(h/4; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$$

En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm}\right) = (10 ; 16,8 ; 30) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,6 ; 30 \text{ cm}\right) = (8,75 ; 19,2 ; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \qquad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \qquad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre B25 : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\begin{aligned} \ell' &= 1,5h \\ \ell_{cr} &= \max(1.5h_c, \ell_{cl}/6, 60\text{cm}) \end{aligned}$$

- Poutre principale : $L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
- Poutre B25 : $L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VII.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	38,9024	6,03	0,543	0,889	30,04	196,135	6,52	15	cv
Aux appuis	-66,4707	10,56	0,951	0,889	30,04	191,36	6,37	15	cv

Tableau VI.12 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

Poutre secondaire

PS	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	22,2737	4,62	0,628	0,883	27,73	186,145	6,71	15	cv
Aux appuis	-22,8637	10,65	1,256	0,869	23,17	92,496	3,99	15	cv

Tableau VI.13 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

VI.3. Ferraillage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement essentiels qui supportent à la fois des charges verticales (telles que les charges permanentes et les surcharges) et des forces horizontales provoquées par des séismes. Afin de résister à ces sollicitations, il est nécessaire de prévoir trois types d'armatures spécifiques :

- Armatures verticales : Elles sont conçues pour résister aux charges verticales et garantir la stabilité de la structure.

- Armatures horizontales : Ces armatures sont destinées à contrer les forces horizontales induites par les séismes, assurant ainsi la sécurité de la structure.
- Armatures transversales : Elles sont prévues pour renforcer la structure et l'aider à supporter les contraintes variées auxquelles elle est soumise.

L'analyse des voiles se fait en calculant la flexion composée dans les conditions les plus critiques. Pour cela, la méthode des contraintes est employée. Cette approche permet de déterminer de manière précise la capacité du voile à résister aux charges verticales et horizontales, assurant ainsi la fiabilité de la structure dans toutes les situations.

Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA 2024) : $G+0.2Q\pm EX\pm 0.3EY$
 $G+0.2Q\pm 0.3EX\pm EY$
-
- Selon le (BAEL 91modifiée 99) : $\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I:** RDC et 1^{er} étages 2^{eme} etages 3^{eme} étages
- **Zone II :** 4^{eme} étages et 5^{eme} étages 6^{eme} étage
- **Zone III:** 7^{eme} étages et 8^{eme} étages et 9^{eme} etage

Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N; M)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$$V = V' : \text{bras de levier du voile} : V = \frac{L}{2}$$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec : **h_e**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$\text{Avec : } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprime (**SEC**).
2. Section partiellement comprime (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.15 : Tableau des efforts normaux

Avec : e : épaisseur du voile

1. Armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec : σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2. Armatures minimales

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B**: section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

1) Exigences de RPA 2024

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

2) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le (**BEAL 91 modifiée 99**)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le **RPA2024** :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière perpendiculaire par rapport aux faces des refends. Leur fonction principale est de maintenir en place les deux nappes d'armatures verticales. En général, ces armatures transversales prennent la forme d'épingles, et leur rôle essentiel est d'empêcher le flambement des barres d'acier verticales en cas de compression, conformément à l'article **7.7.4. du RPA 2024**.

Il est nécessaire de garantir la liaison entre les deux nappes d'armatures verticales en utilisant au moins quatre (4) épingles par mètre carré. Cette disposition permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux charges verticales et contribue à sa stabilité globale.

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.

4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4. RPA 2024})$$

$T = V_u$: Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet (armatures de confinement dans les zones de rive)

5.1. Section minimale

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_r \geq 0.09s_r \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.29)$$

$$A_r \geq 0.3s_r \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.30)$$

où :

- 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.

5.2. Espacement des cadres

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$st \leq \min(bc/2, 20 \text{ cm}, 8 \cdot \phi_l) \quad (\text{formule 7.28 du RPA 2024})$$

avec: ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive.

5.3. Espacement des barres

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

6. Espacement

D'après l'art 7.7.4 du RPA 2024, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) \quad (7.32)$$

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.

7. Longueur de recouvrement

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

8. Diamètre minimal

Aciers verticaux : Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur un huitième de la largeur b_w de l'âme.

$$8\text{mm} \leq \phi \leq \frac{1}{8} b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w / 10$).

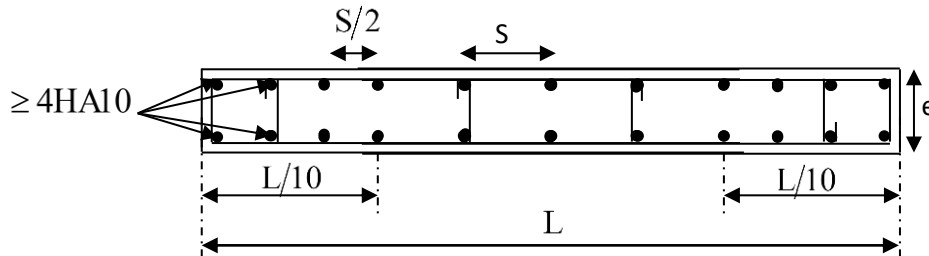


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2024

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u$

D'ou : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

avec:

- V : effort tranchant de calcul, $V = 1.4V_u$, calcul
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

▪ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

Voiles longitudinaux VL1 = 1,50 m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	1768,668	750,028	454,721
	M (KNm)	242,551	227,34	542,755
	T (KN)	81,507	75,545	150,54
	σ _{max} (KN/m ²)	9129,57	5531,29	8752,47
	σ _{min} (KN/m ²)	-2661,55	-531,11	-5721,00
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,16	1,37	0,91
	Lt (m)	0,34	0,13	0,59
	d (m)	0,77	0,91	0,60
	Nt (KN)	706,88	504,67	529,28
Calcul des armatures verticales	A _{vt} (cm ²)	17,67	12,62	13,23
	A _{min} (cm ²)	4,65	5,47	6,23
	A _{vj} (cm ²)	3,14	2,91	5,80
	A ₂ =A _{vt} +A _{vj} (cm ²)	20,81	15,53	19,03
	A₂ /nappe (cm²)	5,20	3,88	4,76
	A _{min} /nappe (cm ²)	1,16	1,37	1,56
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	A _h = A _v /4 (cm ²)	5,20	3,88	4,76
	A _h = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,74	0,74	0,74
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζ _b =5	0,42	0,39	0,78
	ζ _u =3,26	0,30	0,28	0,56
	σ _{bc} =15	2,11	1,50	1,58

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	1039,231	118,605	570,515
	M (KNm)	35,714	89,98	193,698
	T (KN)	26,787	55,95	123,055
	σ_{max} (KN/m ²)	3940,29	1595,08	4484,36
	σ_{min} (KN/m ²)	-2987,92	-804,38	-680,92
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,85	1,00	1,30
	Lt (m)	0,65	0,50	0,20
	d (m)	0,57	0,66	0,87
	Nt (KN)	224,10	106,04	389,32
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	5,60	2,65	9,73
	Amin (cm ²)	6,79	5,28	5,21
	Avj (cm ²)	1,03	2,15	4,74
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,63	4,80	14,47
	A2 /nappe (cm²)	1,66	1,20	3,62
	Amin /nappe (cm ²)	1,70	1,32	1,30
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,66	1,20	3,62
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,98	0,98	0,98
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,14	0,29	0,64
	$\zeta_u=3,26$	0,10	0,21	0,46
	$\sigma_{bc}=15$	0,67	0,32	1,16

Tableau VI.17 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	557,569	46,314	270,412
	M (KNm)	56,461	71,24	119,53
	T (KN)	39,503	63,154	101,008
	σ_{max} (KN/m ²)	2611,38	1104,25	2495,11
	σ_{min} (KN/m ²)	-1105,75	-795,49	-692,36
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,05	0,87	1,17
	Lt (m)	0,45	0,63	0,33
	d (m)	0,70	0,58	0,78
	Nt (KN)	183,46	64,19	195,31
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	4,59	1,60	4,88
	Amin (cm ²)	4,69	6,60	4,70
	Avj (cm ²)	1,52	2,43	3,89
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,11	4,04	8,77
	A2 /nappe (cm²)	1,53	1,01	2,19
	Amin /nappe (cm ²)	1,17	1,65	1,17
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,53	1,01	2,19
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,98	0,98	0,98
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,20	0,33	0,52
	$\zeta_u=3,26$	0,15	0,23	0,37
	$\sigma_{bc}=15$	0,56	0,20	0,60

Tableau VI.18 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3

Voiles longitudinaux VL2 = 1,80 m

	Voile VL 2 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)	0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	2037,036	606,796	284,047
	M (KNm)	267,062	263,796	779,481
	T (KN)	78,76	75,488	194,204
	σ_{max} (KN/m ²)	8131,23	4128,10	8006,44
	σ_{min} (KN/m ²)	-3185,64	-757,01	-6428,40
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,29	1,52	1,00
	Lt (m)	0,51	0,28	0,80
	d (m)	0,86	1,01	0,67
	Nt (KN)	701,08	418,61	532,90
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	17,53	10,47	13,32
	Amin (cm ²)	5,32	6,08	8,42
	Avj (cm ²)	3,03	2,91	7,48
	A2=Avt+Avj (cm ²)	20,56	13,37	20,80
	A2 /nappe (cm²)	5,14	3,34	5,20
	Amin /nappe (cm ²)	1,33	1,52	2,10
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 8 HA12	9,05	9,05	9,05
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	5,14	3,34	5,20
	Ah = 0,2%B (cm ²)	7,20	7,20	7,20
	AH/nappe/ml (cm²)	0,88	0,88	0,88
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,34	0,33	0,84
	$\zeta_u=3,26$	0,24	0,23	0,60
	$\sigma_{bc}=15$	1,74	1,04	1,32

Tableau VI.19 : Ferrailage du voile VL2 en zone 1

	Voile VL2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)	0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	865,225	34,834	224,407
	M (KNm)	99,566	75,644	291,064
	T (KN)	59,157	43,095	140,12
	σ_{max} (KN/m ²)	3325,31	797,17	3318,39
	σ_{min} (KN/m ²)	1481,50	-603,65	-2071,68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,25	1,02	1,11
	Lt (m)	0,55	0,78	0,69
	d (m)	0,83	0,68	0,74
	Nt (KN)	276,05	54,44	245,16
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,90	1,36	6,13
	Amin (cm ²)	5,83	8,14	7,26
	Avj (cm ²)	2,28	1,66	5,39
	A2=Avt+Avj (cm ²)	9,18	3,02	11,52
	A2 /nappe (cm²)	2,29	0,76	2,88
	Amin /nappe (cm ²)	1,46	2,04	1,82
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 8 HA12	9,05	9,05	9,05
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,29	0,76	2,88
	Ah = 0,2%B (cm ²)	7,20	7,20	7,20
	AH/nappe/ml (cm²)	1,18	1,18	1,18
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,26	0,19	0,61
	$\zeta_u=3,26$	0,18	0,13	0,43
	$\sigma_{bc}=15$	0,69	0,14	0,61

Tableau VI.20 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2

	Voile VL2 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)	0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	381,387	84,724	92,267
	M (KNm)	66,474	79,303	152,779
	T (KN)	70,237	23,398	125,548
	σ_{max} (KN/m ²)	1674,91	969,63	1670,92
	σ_{min} (KN/m ²)	-443,91	-498,94	-1158,32
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,42	1,19	1,06
	Lt (m)	0,38	0,61	0,74
	d (m)	0,95	0,79	0,71
	Nt (KN)	158,88	76,82	118,42
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,97	1,92	2,96
	Amin (cm ²)	5,69	6,42	7,74
	Avj (cm ²)	2,70	0,90	4,83
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,68	2,82	7,79
	A2 /nappe (cm²)	1,67	0,71	1,95
	Amin /nappe (cm ²)	1,42	1,61	1,93
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 8 HA10	6,28	6,28	6,28
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,67	0,71	1,95
	Ah = 0,2%B (cm ²)	7,20	7,20	7,20
	AH/nappe/ml (cm²)	1,18	1,18	1,18
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,30	0,10	0,54
	$\zeta_u=3,26$	0,22	0,07	0,39
	$\sigma_{bc}=15$	0,41	0,20	0,30

Tableau VI.21 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3

Voiles longitudinaux VT1 = 4,40 m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,40	4,40	4,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,88	0,88	0,88
	I (m ⁴)	1,420	1,420	1,420
	v=v'=L/2 (m)	2,20	2,20	2,20
Sollicitations de calcul	N (KN)	1768,668	750,028	454,721
	M (KNm)	242,551	227,34	542,755
	T (KN)	81,507	75,545	150,54
	σ_{max} (KN/m ²)	2385,70	1204,59	1357,77
	σ_{min} (KN/m ²)	1634,00	500,02	-324,32
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,61	3,11	3,55
	Lt (m)	1,79	1,29	0,85
	d (m)	1,74	2,04	2,04
	Nt (KN)	415,34	245,74	276,99
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	10,38	6,14	6,92
	Amin (cm ²)	18,78	13,55	14,21
	Avj (cm ²)	3,14	2,91	5,80
	A2=Avt+Avj (cm ²)	13,52	9,05	12,72
	A2 /nappe (cm²)	3,38	2,26	3,18
	Amin /nappe (cm ²)	4,70	3,39	3,55
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Bande 2 14 HA12	15,83	15,83	15,83
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	3,38	2,26	3,18
	Ah = 0,2%B (cm ²)	17,60	17,60	17,60
	AH/nappe/ml (cm²)	2,16	2,16	2,16
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,14	0,13	0,27
	$\zeta_u=3,26$	0,10	0,10	0,19
	$\sigma_{bc}=15$	0,38	0,23	0,25

Tableau V T1 : Ferrailage du voile VT 1 en zone 1

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,40	4,40	4,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,88	0,88	0,88
	I (m ⁴)	1,420	1,420	1,420
	v=v'=L/2 (m)	2,20	2,20	2,20
Sollicitations de calcul	N (KN)	1466,972	576,958	758,698
	M (KNm)	24,288	673,452	49,335
	T (KN)	25,824	219,6	459,808
	σ_{max} (KN/m ²)	1704,65	1699,21	938,61
	σ_{min} (KN/m ²)	1629,38	-387,94	785,71
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,25	3,58	2,40
	Lt (m)	2,15	0,82	2,00
	d (m)	1,50	1,53	1,53
	Nt (KN)	255,66	259,98	143,61
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,39	6,50	3,59
	Amin (cm ²)	22,58	14,33	21,05
	Avj (cm ²)	0,99	8,45	17,70
	A2=Avt+Avj (cm ²)	7,39	14,95	21,29
	A2 /nappe (cm²)	1,85	3,74	5,32
	Amin /nappe (cm ²)	5,64	3,58	5,26
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Bande 2 14 HA12	15,83	15,83	15,83
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,85	3,74	5,32
	Ah = 0,2%B (cm ²)	17,60	17,60	17,60
	AH/nappe/ml (cm²)	2,88	2,88	2,88
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,05	0,39	0,81
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,28	0,58
	$\sigma_{bc}=15$	0,23	0,24	0,13

Tableau V T : Ferrailage du voile VT 1 en zone 2

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,40	4,40	4,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,88	0,88	0,88
	I (m ⁴)	1,420	1,420	1,420
	v=v'=L/2 (m)	2,20	2,20	2,20
Sollicitations de calcul	N (KN)	758,698	84,724	400,939
	M (KNm)	49,335	79,303	534,986
	T (KN)	34,99	132,063	272,031
	σmax (KN/m ²)	938,61	219,16	1284,62
	σmin (KN/m ²)	785,71	-26,61	-373,39
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,40	3,92	3,41
	Lt (m)	2,00	0,48	0,99
	d (m)	1,53	1,53	1,53
	Nt (KN)	143,61	33,53	196,55
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,59	0,84	4,91
	Amin (cm ²)	21,05	15,69	13,64
	Avj (cm ²)	1,35	5,08	10,47
	A2=Avt+Avj (cm ²)	4,94	5,92	15,39
	A2 /nappe (cm²)	1,23	1,48	3,85
	Amin /nappe (cm ²)	5,26	3,92	3,41
Ferraillage vertical /nappe	Bande 1 7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Bande 2 14 HA10	11,00	11,00	11,00
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,23	1,48	3,85
	Ah = 0,2%B (cm ²)	17,60	17,60	17,60
	AH/nappe/ml (cm²)	2,88	2,88	2,88
Ferraillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,06	0,23	0,48
	ζu=3,26	0,04	0,17	0,34
	σbc=15	0,14	0,03	0,19

Tableau VI.23 : Ferraillage du voile VT 1 en zone 3

Voiles longitudinaux VT2 = 4,20 m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,20	4,20	4,20
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,84	0,84	0,84
	I (m ⁴)	1,235	1,235	1,235
	v=v'=L/2 (m)	2,10	2,10	2,10
Sollicitations de calcul	N (KN)	2625,491	287,677	2259,577
	M (KNm)	1403,531	1324,427	3442,944
	T (KN)	287,584	265,677	568,1
	σmax (KN/m ²)	5512,54	2594,90	8545,32
	σmin (KN/m ²)	738,63	-1909,95	-3165,37
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	3,70	2,42	3,06
	Lt (m)	0,50	1,78	1,14
	d (m)	2,04	1,61	2,04
	Nt (KN)	1124,56	418,52	1743,25
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	28,11	10,46	43,58
	Amin (cm ²)	14,81	18,70	12,26
	Avj (cm ²)	11,07	10,23	21,87
	A2=Avt+Avj (cm ²)	39,19	20,69	65,45
	A2 /nappe (cm²)	9,80	5,17	16,36
	Amin /nappe (cm ²)	3,70	4,67	3,06
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 5 HA14	7,70	7,70	7,70
	Bande 2 14 HA14	21,55	21,55	21,55
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	9,80	5,17	16,36
	Ah = 0,2%B (cm ²)	16,80	16,80	16,80
	AH/nappe/ml (cm²)	2,06	2,06	2,06
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,53	0,49	1,05
	ζu=3,26	0,38	0,35	0,75
	σbc=15	1,01	0,38	1,57

Tableau VI.24 : Ferrailage du voile VT 2 en zone 1

	Voile V T2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,20	4,20	4,20
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,84	0,84	0,84
	I (m ⁴)	1,235	1,235	1,235
	v=v'=L/2 (m)	2,10	2,10	2,10
Sollicitations de calcul	N (KN)	1402,833	530,619	1123,135
	M (KNm)	62,886	564,021	1444,04
	T (KN)	37,64	187,974	441,987
	σ_{max} (KN/m ²)	1776,99	1590,91	3792,92
	σ_{min} (KN/m ²)	1563,09	-327,53	-1118,78
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,23	3,48	3,24
	Lt (m)	1,97	0,72	0,96
	d (m)	1,49	1,53	1,53
	Nt (KN)	264,71	243,41	580,32
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,62	6,09	14,51
	Amin (cm ²)	20,64	13,93	12,97
	Avj (cm ²)	1,45	7,24	17,02
	A2=Avt+Avj (cm ²)	8,07	13,32	31,52
	A2 /nappe (cm²)	2,02	3,33	7,88
	Amin /nappe (cm ²)	5,16	3,48	3,24
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	5,65	5,65	5,65
	Bande 2 14 HA12	15,83	15,83	15,83
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,02	3,33	7,88
	Ah = 0,2%B (cm ²)	16,80	16,80	16,80
	AH/nappe/ml (cm²)	2,75	2,75	2,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,07	0,35	0,82
	$\zeta_u=3,26$	0,05	0,25	0,58
	$\sigma_{bc}=15$	0,25	0,23	0,54

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile VT 2 en zone 2

	Voile VT 2 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	4,20	4,20	4,20
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,84	0,84	0,84
	I (m ⁴)	1,235	1,235	1,235
	v=v'=L/2 (m)	2,10	2,10	2,10
Sollicitations de calcul	N (KN)	729,611	373,238	572,768
	M (KNm)	53,964	159,908	507,2
	T (KN)	39,134	79,508	262,894
	σ_{max} (KN/m ²)	960,36	716,28	1544,45
	σ_{min} (KN/m ²)	776,81	172,38	-180,72
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,32	3,39	3,76
	Lt (m)	1,88	0,81	0,44
	d (m)	1,53	1,53	1,53
	Nt (KN)	146,94	109,59	236,30
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,67	2,74	5,91
	Amin (cm ²)	19,72	13,54	15,04
	Avj (cm ²)	1,51	3,06	10,12
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,18	5,80	16,03
	A2 /nappe (cm²)	1,30	1,45	4,01
	Amin /nappe (cm ²)	4,93	3,39	3,76
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	3,93	3,93	3,93
	Bande 2 14 HA10	11	11	11
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,30	1,45	4,01
	Ah = 0,2%B (cm ²)	16,80	16,80	16,80
	AH/nappe/ml (cm²)	2,75	2,75	2,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,07	0,15	0,49
	$\zeta_u=3,26$	0,05	0,11	0,35
	$\sigma_{bc}=15$	0,15	0,11	0,24

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile VT 2 en zone 3

Voiles transversaux VT 3 = 3,90m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,90	3,90	3,90
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,78	0,78	0,78
	I (m ⁴)	0,989	0,989	0,989
	v=v'=L/2 (m)	1,95	1,95	1,95
Sollicitations de calcul	N (KN)	3000,77	93,797	2078,12
	M (KNm)	870,87	820,909	2481,225
	T (KN)	174,537	157,553	480,557
	σ_{max} (KN/m ²)	5564,83	1739,40	7558,19
	σ_{min} (KN/m ²)	2129,45	-1498,90	-2229,68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,82	2,09	3,01
	Lt (m)	1,08	1,81	0,89
	d (m)	1,88	1,40	2,01
	Nt (KN)	1046,43	242,92	1517,47
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	26,16	6,07	37,94
	Amin (cm ²)	11,33	18,95	12,05
	Avj (cm ²)	6,72	6,07	18,50
	A2=Avt+Avj (cm ²)	32,88	12,14	56,44
	A2 /nappe (cm²)	8,22	3,03	14,11
	Amin /nappe (cm ²)	2,83	4,74	3,01
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Bande 2 16 HA12	18,10	18,10	18,10
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	8,22	3,03	14,11
	Ah = 0,2%B (cm ²)	15,60	15,60	15,60
	AH/nappe/ml (cm²)	1,91	1,91	1,91
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,35	0,31	0,96
	$\zeta_u=3,26$	0,25	0,22	0,68
	$\sigma_{bc}=15$	1,10	0,26	1,59

Tableau VI.26 : Ferrailage du voile VT 3 en zone 1

	Voile V T3 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,90	3,90	3,90
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,78	0,78	0,78
	I (m ⁴)	0,989	0,989	0,989
	v=v'=L/2 (m)	1,95	1,95	1,95
Sollicitations de calcul	N (KN)	1488,752	779,25	1075,664
	M (KNm)	17,249	393,767	1185,171
	T (KN)	12,99	161,006	458,377
	σ_{max} (KN/m ²)	1942,68	1775,70	3716,67
	σ_{min} (KN/m ²)	1874,63	222,38	-958,56
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,98	3,47	3,10
	Lt (m)	1,92	0,43	0,80
	d (m)	1,32	1,53	1,53
	Nt (KN)	257,05	271,68	568,65
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,43	6,79	14,22
	Amin (cm ²)	20,11	13,86	12,40
	Avj (cm ²)	0,50	6,20	17,65
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,93	12,99	31,86
	A2 /nappe (cm²)	1,73	3,25	7,97
	Amin /nappe (cm ²)	5,03	3,47	3,10
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Bande 2 16 HA10	12,57	12,57	12,57
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,73	3,25	7,97
	Ah = 0,2%B (cm ²)	15,60	15,60	15,60
	AH/nappe/ml (cm²)	2,55	2,55	2,55
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,03	0,32	0,91
	$\zeta_u=3,26$	0,02	0,23	0,65
	$\sigma_{bc}=15$	0,27	0,29	0,60

Tableau VI.27 : Ferrailage du voile VT3 en zone 2

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,90	3,90	3,90
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,78	0,78	0,78
	I (m ⁴)	0,989	0,989	0,989
	v=v'=L/2 (m)	1,95	1,95	1,95
Sollicitations de calcul	N (KN)	486,915	231,171	387,332
	M (KNm)	18,24	48,473	62,287
	T (KN)	126,973	110,257	299,841
	σ_{max} (KN/m ²)	660,23	391,98	619,43
	σ_{min} (KN/m ²)	588,27	200,77	373,73
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,06	2,58	2,43
	Lt (m)	1,84	1,32	1,47
	d (m)	1,37	1,53	1,53
	Nt (KN)	90,78	59,97	94,77
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	2,27	1,50	2,37
	Amin (cm ²)	19,29	13,87	15,41
	Avj (cm ²)	4,89	4,24	11,54
	A2=Avt+Avj (cm ²)	7,16	5,74	13,91
	A2 /nappe (cm²)	1,79	1,44	3,48
	Amin /nappe (cm ²)	4,82	3,47	3,85
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Bande 2 16 HA10	12,57	12,57	12,57
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,79	1,44	3,48
	Ah = 0,2%B (cm ²)	15,60	15,60	15,60
	AH/nappe/ml (cm²)	2,55	2,55	2,55
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,25	0,22	0,60
	$\zeta_u=3,26$	0,18	0,16	0,43
	$\sigma_{bc}=15$	0,10	0,07	0,11

Tableau VI.28 : Ferrailage du voile VT3 en zone 3

Voiles transversaux VT 4 = 1,50m

	Voile VT4 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	1804,218	832,322	995,658
	M (KNm)	3,029	246,852	273,803
	T (KN)	0,729	61,77	76,472
	σmax (KN/m ²)	6054,45	6065,77	6969,57
	σmin (KN/m ²)	5973,67	-516,95	-331,85
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,76	1,38	1,43
	Lt (m)	0,74	0,12	0,07
	d (m)	0,50	0,92	0,95
	Nt (KN)	304,76	558,94	665,28
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	7,62	13,97	16,63
	Amin (cm ²)	7,82	5,53	5,73
	Avj (cm ²)	0,03	2,38	2,94
	A2=Avt+Avj (cm ²)	7,65	16,35	19,58
	A2 /nappe (cm²)	1,91	4,09	4,89
	Amin /nappe (cm ²)	1,96	1,38	1,43
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,91	4,09	4,89
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,74	0,74	0,74
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,00	0,32	0,40
	ζu=3,26	0,00	0,23	0,28
	σbc=15	0,91	1,67	1,98

Tableau VI.29 : Ferrailage du voile VT 4 en zone 1

	Voile VT 4 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	1108,07	469,546	672,003
	M (KNm)	21,943	100,896	127,934
	T (KN)	10,451	45,136	63,221
	σ_{max} (KN/m ²)	3986,14	2910,43	3945,80
	σ_{min} (KN/m ²)	3400,99	219,87	534,22
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,81	1,39	1,32
	Lt (m)	0,69	0,11	0,18
	d (m)	0,54	0,93	0,88
	Nt (KN)	215,09	270,60	347,53
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	5,38	6,77	8,69
	Amin (cm ²)	7,25	5,58	5,28
	Avj (cm ²)	0,40	1,74	2,43
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,78	8,50	11,12
	A2 /nappe (cm²)	1,44	2,13	2,78
	Amin /nappe (cm ²)	1,81	1,39	1,32
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,44	2,13	2,78
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,98	0,98	0,98
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,05	0,23	0,33
	$\zeta_u=3,26$	0,04	0,17	0,23
	$\sigma_{bc}=15$	0,66	0,83	1,07

Tableau VI.30 : Ferrailage du voile VT4 en zone 2

	Voile V T4 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	589,534	229,199	349,385
	M (KNm)	5,74	53,306	82,17
	T (KN)	3,888	33,261	52,3
	σ_{max} (KN/m ²)	2041,65	1474,74	2260,22
	σ_{min} (KN/m ²)	1888,58	53,25	69,02
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,78	1,45	1,46
	Lt (m)	0,72	0,05	0,04
	d (m)	0,52	0,97	0,97
	Nt (KN)	106,06	142,33	219,32
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	2,65	3,56	5,48
	Amin (cm ²)	7,57	5,79	5,82
	Avj (cm ²)	0,15	1,28	2,01
	A2=Avt+Avj (cm ²)	2,80	4,84	7,50
	A2 /nappe (cm²)	0,70	1,21	1,87
	Amin /nappe (cm ²)	1,89	1,45	1,46
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0,70	1,21	1,87
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6,00	6,00	6,00
	AH/nappe/ml (cm²)	0,98	0,98	0,98
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,02	0,17	0,27
	$\zeta_u=3,26$	0,01	0,12	0,19
	$\sigma_{bc}=15$	0,33	0,44	0,68

Tableau VI.30 : Ferrailage du voile VT4 en zone 3

Chapitre VII
Étude de l'infrastructure

VII .1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

VII.1. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars profondeur à 2m (selon les données fournies par le bureau d'études en charge du projet).
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.1.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VII .2 . Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal (N_{ser}) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

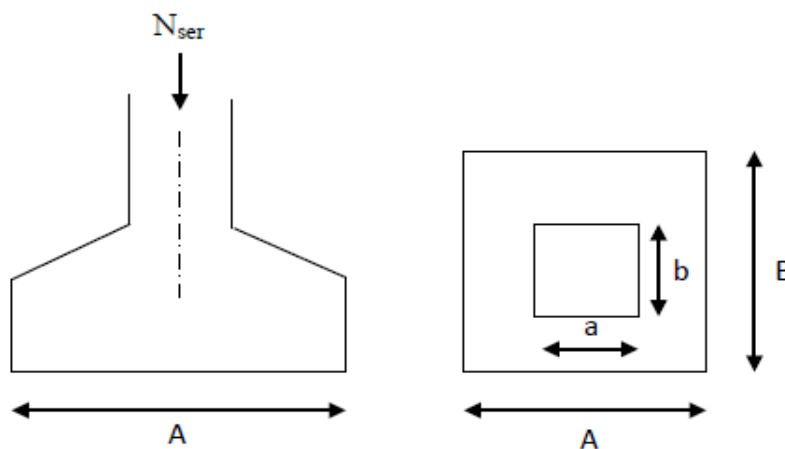


Figure VII.1. Semelle isolée.

Exemple de calcul :

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 868,9242 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{868,9242}{1 \times 2 \times 10^2}} = 3,08 \text{ m}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

B) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur de la semelle
 - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
 - σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m	S = BxL (m2)
VL1	1,50	558,83	1,86	2,79
VL2	1,50	594,64	1,98	2,97
VL3	1,50	1098,18	3,66	5,49
VL4	1,50	1188,05	3,96	5,94
VL5	1,50	591,98	1,97	2,96
VL6	1,50	835,59	2,79	4,18
VL7	1,50	844,79	2,82	4,22
VL8	1,50	796,07	2,65	3,98
VL9	1,50	803,73	2,68	4,02
VL10	1,50	1064,36	3,55	5,32
VL11	1,50	1022,27	3,41	5,11
VL12	1,50	572,58	1,91	2,86
VL13	1,50	838,24	2,79	4,19
VL14	1,50	846,43	2,82	4,23
VL15	1,50	793,48	2,64	3,97
VL16	1,50	800,03	2,67	4,00
VL2-1	1,80	789,64	2,19	3,95
VL2-2	1,80	786,12	2,18	3,93
VL2-3	1,80	801,15	2,23	4,01
Total (m2)				10,73

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VT1	4,40	1719,49	1,95	8,60
VT2	4,40	1749,95	1,99	8,75
VT3	4,20	1622,95	1,93	8,11
VT4	4,20	1666,29	1,98	8,33
VT5	3,90	1735,01	2,22	8,68
VT6	1,50	1128,12	3,76	5,64
VT7	1,50	1119,88	3,73	5,60
VT8	1,50	1081,41	3,60	5,41
VT9	1,50	1117,89	3,73	5,59
VT10	1,50	1312,80	4,38	6,56
Total (m2)				71,27

La surface des semelles filantes sous voiles Asv (m2) 149,40

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 10.75 + 71.27 = 149.40 \text{ m}^2$ et S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux

▪ **Étape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : L distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
 - Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	775,66	-1,68	-0,002	-1,68
P2	847,02	-2,19	-0,003	-2,19
P3	868,92	1,42	0,002	1,42
P4	727,75	-0,38	-0,001	-0,38
Somme	3219,35	-2,82		-2,82

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3219,35 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{13,95}{6} = 2,33 \text{ m} \\ e_i &= -0,0018 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = -0,0018 \text{ m} < e = 2,33 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3219,35}{13,95} \left(1 + \frac{6 \times 3,68}{13,95} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3219,35}{13,95} \left(1 + \frac{6 \times 3,68}{13,95} \right) = 230,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3219,35}{13,95} \left(1 - \frac{6 \times 3,68}{13,95} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3219,35}{13,95} \left(1 - \frac{6 \times 3,68}{13,95} \right) = 230,60 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{l}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{230,69}{2 \times 10^2} = 1,15 \text{ m}^2$$

On prend : $B = 1,50 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times L \times n = 1,50 \times 13,95 \times 6 = 125,55 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 149,40 + 125,55 = 274,95 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 13,95 \times 21,72 = 302,99 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{274,95}{302,99} = 90,74 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion:

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 90.74%, ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

C) Radier nervuré

Un radier nervuré est défini comme une fondation superficielle qui fonctionne de manière similaire à un plancher renversé. Ses appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature de la structure, et il est soumis à la réaction du sol ainsi qu'à son propre poids.

Les caractéristiques essentielles d'un radier nervuré sont les suivantes :

- Il est rigide dans son plan horizontal, assurant une répartition uniforme de la charge sur la fondation.
- Il permet une meilleure répartition linéaire des charges sur le sol de fondation.
- Sa mise en place est facilitée par rapport à d'autres types de fondations, notamment en ce qui concerne le coffrage.
- Sa construction est rapide, ce qui peut accélérer le calendrier du projet.
- Il semble mieux adapté pour faire face aux problèmes potentiels liés aux tassements ultérieurs, offrant une certaine résilience face à ces mouvements du sol.

Pré dimensionnement du Radier

Épaisseur de radier (nervures)

L'épaisseur de la nervure de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{490}{10} = 49,0 \text{ cm} \text{ On prend : } h_n = 50 \text{ cm}$$

avec : L_{\max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{\max} = 4,90 \text{ m}$)

- Condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{490}{8} \leq h_n \leq \frac{490}{5} \Rightarrow 61,25 \text{ cm} \leq h_n \leq 98 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 100 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{490}{20} = 24.50 \text{ cm}$$

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

Épaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$10 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 10 \text{ cm}$ (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- ° La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 100 \text{ cm}$
- ° Largeur de la nervure : $b_n = 55 \text{ cm}$
- ° La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm}$
- ° Dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :**Les charges :**

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 36954,1276 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 6659,6764 \text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 36954,1276 + 1.5 \times 6659,6764 = 59877,59 \text{ KN}$.

L'ELS : $G + N = 36954,1276 + 6659,6764 = 43613,80 \text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{59877,59}{1.33 \times 200} = 225,10 m^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{43613,80}{200} = 218,07 m^2$$

$$S_{radier} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = (225,10 ; 218,07) = 225,10 m^2$$

$$S_{batiment} = 302,99 m^2 > S_{radier} = 225,10 m^2$$

Remarque : On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{deb} = 50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

$$\text{Avec : } S_{deb} = (21,72 \times 0,5) \times 2 + (13,95 \times 0,5) \times 2 + (0,5 \times 0,5) \times 4 = 36,67 m^2$$

$$\text{D'où } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 302,99 + 36,67 = 339,66 m^2$$

Calcul des sollicitations à la base de radier :➤ **Charge permanente :**• **Poids de bâtiment :**

$$G_{bâtiment} = 36954,1276 \text{ KN}$$

• **Poids de radier :**

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle de radier**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$$

$$P_{dalle} = 339,66 \times 0,30 \times 25 = 2547,48 \text{ KN}$$

• **Poids de la nervure**

$$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{nervure} = 0,55(1,00 - 0,30) \times (21,72 \times 4 + 13,95 \times 6) \times 25 = 1641,83 \text{ KN}$$

• **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (339,66 - 93,82) \times (1,00 - 0,30) \times 17 = 4302,29 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } S_{nervures} = 0,55 \times (1,00 - 0,30) \times (21,72 \times 4 + 13,95 \times 6) = 93,82 m^2$$

Le poids de la TVO : $\rho_{TVO} = 17 \text{KN/m}^3$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (339.66 - 93.82) \times 0.10 \times 25 = 614.61 \text{KN}$$

d'où: $G_{radier} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante}$

$$G_{radier} = 2547.48 + 1641.83 + 4302.29 + 614.61 = 9106.21 \text{KN}$$

- **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{batiment} = 6659.68 \text{KN}$$

$$Q_{radier} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 5 \times 339.66 = 1698.32 \text{KN}$$

- **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{batiment} + G_{radier} = 36954.13 + 9106.21 = 46060.34 \text{KN}$$

$$Q_t = Q_{batiment} + Q_{radier} = 6659.68 + 1698.32 = 8358.00 \text{KN}$$

- **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 46060.34 + 1.5 \times 8358.00 = 74718.45 \text{KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 46060.34 + 8358.00 = 54418.34 \text{KN}$$

Vérification:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{MPa} \} = 2.50 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \text{ Avec : } b = 100 \text{cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{74718.45 \times 1}{339.66} \times \frac{4.90}{2} = 538.94 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{538.94 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.00 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

- Calculs caractéristiques géométriques de radier**

- **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de batiment}}{2} = \frac{21.72}{2} = 10.86\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de batiment}}{2} = \frac{13.95}{2} = 6.98\text{m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21.72 \times 13.95^3}{12} = 4913,62\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13.95 \times 21.72^3}{12} = 11911,66\text{m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M(KN.m)
Sens	xx	57085,89	2745,97	1.00	59831,86
	yy	58706,46	2739,68	1.00	61446,13

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant: $S_{rad} = 339,66\text{m}^2$;

$N_u = 74718,45\text{KN}$; $N_s = 54418,34\text{KN}$

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	274,53	165,43	247,25	266,00	214,76	105,66	187,49	200
	YY	307,20	132,75	263,59	266,00	247,44	72,99	203,82	200

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

Remarque : vue que la condition de calcul au renversement n'est pas vérifiée alors on augmente la surface totale

Pour augmenter la surface totale du radier, on peut augmenter la surface du débord :

$$\text{Finalement } S_{\text{total}} = S_{\text{rad}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{rad}} + (\dots)$$

$$:S_{\text{deb}} = (21.72 \times 0.7) \times 2 + (13.95 \times 0.7) \times 2 + (0.7 \times 0.7) \times 4 = 51,90 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 302,99 + 51,90 = 354,89 \text{ m}^2$$

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	267,00	157,90	239,73	266,00	209,28	100,18	182,01	200
	YY	299,68	125,23	256,07	266,00	241,96	67,51	198,34	200

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

➤ Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99] :

$$\text{Il s'agit de vérifier que : } N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,9m.

Poteaux :

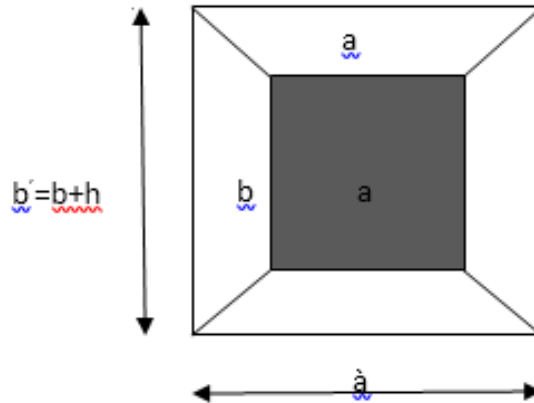


Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_c &= 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 1,00) = 5,80 \text{ m.} \\ N_u &= 1337,31 \text{ KN} \\ N_u &= 1337,31 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5,80 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 10 = 4350,00 \text{ KN} \end{aligned} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Voile :

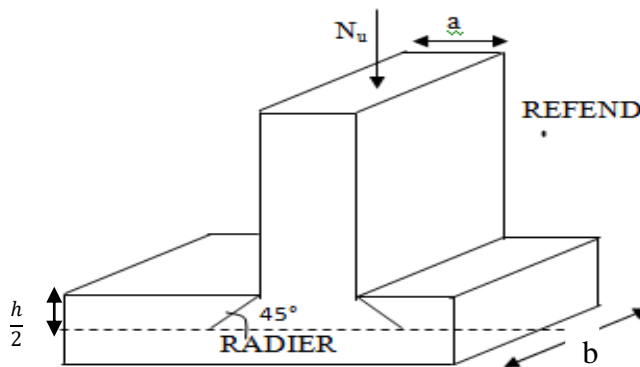


Figure VII.4. Périmètre utile des voiles.4

$$N_u = 2992,45 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,48 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3358,50 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$P = 46479,11 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=100\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 354,89 \times 1.00 = 5323,38 \text{ KN}$$

$$P = 46479,11 \text{ KN} > P' = 5323,38 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier

Le radier est conçu pour opérer comme un plancher inversé, et le calcul de son armature sera effectué en suivant les méthodes détaillées dans la version révisée de la norme [B.E.A.L 91, édition 1999].

Ferraillage de la dalle du radier

Lors de l'analyse de la dalle du radier, on la considérera comme un panneau rectangulaire uniformément chargé, prenant appui sur ses quatre côtés. Il convient de distinguer deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}; L_x < L_y$

Remarque

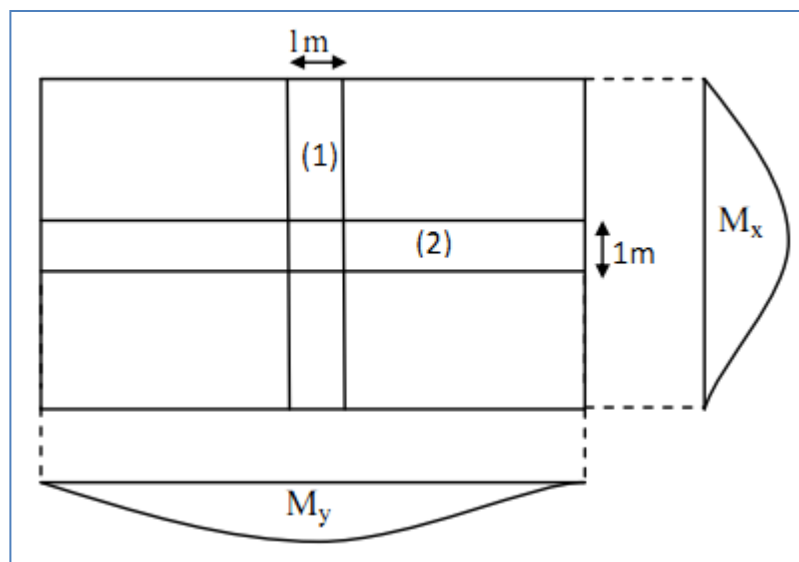
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 4.75\text{m}$; $L_y = 4.90\text{ m}$ donc :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.90} = 0,97 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens;}$$

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	$\sigma_m(\text{KN/m}^2)$	$q_m(\text{KN/m})$
ELU	256,07	229,23
ELS	198,34	171,51

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier.

$$\text{A L'ELU: } q_m^u = \sigma_m(\text{ELU}) \cdot \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(256,07 - \frac{9524,98}{354,89}\right) \times 1\text{m} = 229,23\text{KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS: } q_m^s = \sigma_m(\text{ELS}) \cdot \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(198,34 - \frac{9524,98}{354,89}\right) \times 1\text{m} = 171,51\text{KN/ml}$$

- Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x = 0,97 \quad ; \quad \nu = 0 \text{ (ELU)} \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

- Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

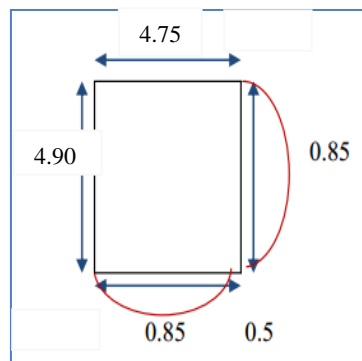
$$M_{0x} = 0,0393 \times 229,23 \times 4,75^2 = 203,26\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,934 \times 203,26 = 189,84\text{KN.m}$$

- Correction des moments :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.



$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times 203,26 = 101,63 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0,5 \times 189,84 = 94,92 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 143,48 = 172,77 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0,85 \times 117,51 = 161,37 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section calculée A _a (cm ²)	Section choisie A _a (cm ²)
Sens xx	Sur Appuis	101,63	SSA	0,948	11.41	14.07	7HA16/ml S t=15cm
	En travée	172,77	SSA	0,907	20.27	21.99	7HA20/ml St=15cm
Sens yy	Sur Appuis	94,92	SSA	0,952	10.61	14.07	7HA16/ml S t=15cm
	En travée	161,37	SSA	0,915	18.77	21.99	7HA20/ml St=15cm

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b=1.00 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$ et : β tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ .

Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3 - 0.97)}{2} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.
- $b=100 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$; $\rho=0.97$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

		$A_{adoptée}$	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	14.07	2.08	Condition vérifiée
	En travée	21.99	2.08	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	14.07	2.08	Condition vérifiée
	En travée	21.99	2.08	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend: } S_t=12.5\text{cm};$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend: } S_t= 12.5 \text{ cm};$$

Vérification à L'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } S_t= 12.5 \text{ cm};$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t= 12.5 \text{ cm};$$

Vérification à L'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x=0.97 ; \nu=0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0467 \times 171,51 \times 4.75^2 = 180,71 \text{ KN/m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.954 \times 180,71 = 172,39 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 180,71 = 90,35 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 172,39 = 86,19 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 180,71 = 153,60 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 172,39 = 146,53 \text{ N/m.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M _s (KN/m)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
	Aux appuis	90,35	14.07	0,52	30,87	0,891	266,92	5,63	15	CV
	En travée	86,19	21.99	0,52	30,87	0,891	162,92	5,277		CV
Sens YY	Aux appuis	153,60	14.07	0,52	30,87	0,891	453,79	14,70		CV
	En travée	146,53	21.99	0,52	30,87	0,891	276,98	8,97		CV

Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; β₁ et K₁ tiré dans un tableau en fonction de ρ₁.

Ferraillage du débord

Le débord est traité comme une console rectangulaire exposée à une charge uniformément répartie, comme cela est représenté dans la figure ci-dessous. Les calculs seront effectués pour une bonde d'une longueur de 1 mètre.

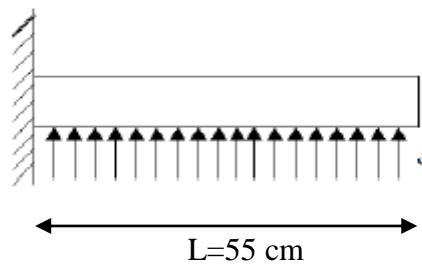


Figure VII.5. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{229,23 \times 0,55^2}{2} = 34,67 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{171,51 \times 0,55^2}{2} = 25,94 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des armatures**

Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,67 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,033 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,67 \times 10^6}{0,983 \times 270 \times 348 \times 10^2} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12 = 3,92 \text{ cm}^2$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12 = 3,92 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,75}{4} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}12 = 3,92 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Remarque

Les armatures de la dalle sont nettement plus abondantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une uniformité de l'armature et de simplifier le processus, les armatures de la dalle seront prolongées et serviront donc également de ferrailage pour le débord.

Ferrailage de la nervure

Pour prévenir tout risque de soulèvement du radier vers le haut, des nervures (ou raidisseurs) seront intégrées dans les deux sens. Ces nervures seront dimensionnées en tant que poutres continues, prenant en charge les charges provenant des dalles. Les réactions du sol seront transférées aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour calculer les efforts internes maximaux, on simplifiera ces types de chargement en les transformant en répartitions uniformes, ce qui revient à déterminer la largeur de dalle (L_m) qui produirait le même moment et la même force tranchante qu'un diagramme rectangulaire équivalent au diagramme trapézoïdal. Dans ce cas, le calcul devient plus conventionnel.

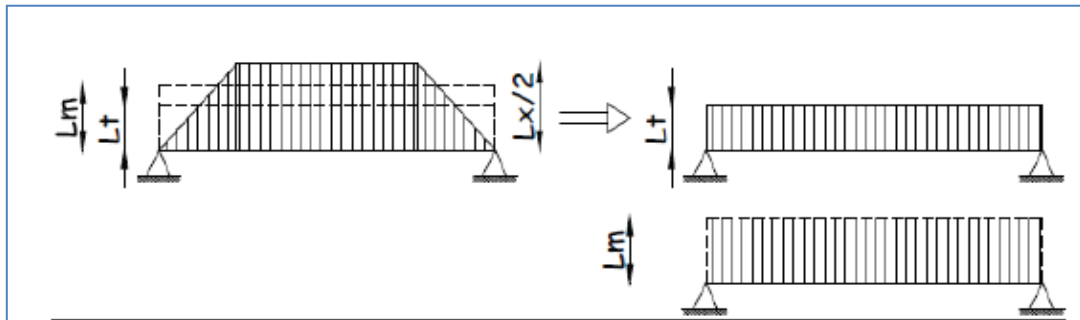


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

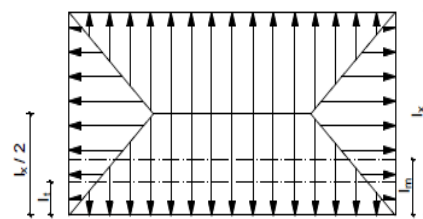


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25xl_x$

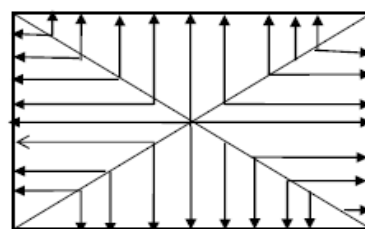


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n= 55 \text{ cm}$, $h_n= 100 \text{ cm}$; $c=5 \text{ cm}$; $q_u= 195,39 \text{ KN/m}^2$; $q_s= 137,67 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(239,73 - \frac{9524,98}{354,89} - \frac{1641,83}{93,82} \right) \times 1\text{ml} = 195,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(182,01 - \frac{9524,98}{354,89} - \frac{1641,83}{93,82} \right) \times 1\text{ml} = 137,67 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	4,4	4,5	0,98	Trapèze	1,50	1,12	195,39	137,67	292,87		206,35		219,71		154,80	
	2	4,5	4,9	0,92	Triangulaire	1,50	1,13	195,39	137,67	292,79	585,66	206,30	412,65	219,81	439,52	154,88	309,68
B-C	1	4,4	4,45	0,99	Trapèze	1,48	1,11	195,39	137,67	289,77		204,17		217,34		153,14	
	2	4,45	4,9	0,91	Triangulaire	1,48	1,21	195,39	137,67	289,54	579,31	204,01	408,18	237,33	454,68	167,22	320,36
C-D	1	3,47	4,4	0,79	Triangulaire	1,16	0,87	195,39	137,67	225,78		159,08		169,50		119,43	
	2	3,47	4,9	0,71	Triangulaire	1,16	1,12	195,39	137,67	225,78	451,55	159,08	318,16	218,97	388,47	154,28	273,71
D-E	1	4,1	4,4	0,93	Triangulaire	1,37	1,09	195,39	137,67	266,77		187,96		213,93		150,73	
	2	4,1	4,9	0,84	Triangulaire	1,37	1,19	195,39	137,67	266,77	533,53	187,96	375,92	232,97	446,90	164,15	314,88
E-F	1	4,4	4,75	0,93	Trapèze	1,57	1,18	195,39	137,67	306,91		216,25		230,77		162,60	
	2	4,75	4,9	0,97	Triangulaire	1,58	1,22	195,39	137,67	309,06	615,97	217,76	434,01	239,13	469,89	168,49	331,08
F-G	1	4,4	4,5	0,98	Trapèze	1,50	1,12	195,39	137,67	292,87		206,35		219,71		154,80	
	2	4,5	4,9	0,92	Triangulaire	1,50	1,13	195,39	137,67	292,79	585,66	206,30	412,65	219,81	439,52	154,88	309,68

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _S	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _S
1-2	1	4,5	0,93	Triangulaire	1,40	1,05	195,39	137,67	4,5	273,27		192,55		205,16		144,55	
	2	4,45	0,94	Triangulaire	1,40	1,05	195,39	137,67	4,45	273,27	546,54	192,55	385,09	205,16	410,32	144,55	289,11
2-3	1	4,9	0,92	Trapèze	1,62	1,22	195,39	137,67	4,9	316,03		222,67		237,76		167,52	
	2	4,9	0,91	Trapèze	1,61	1,21	195,39	137,67	4,9	315,22	631,26	222,10	444,78	237,33	475,09	167,22	334,75
3-4	1	4,5	0,98	Triangulaire	1,47	1,10	195,39	137,67	4,5	286,29		201,71		214,93		151,44	
	2	4,45	0,99	Triangulaire	1,47	1,10	195,39	137,67	4,45	286,29	572,57	201,71	403,43	214,93	429,86	151,44	302,87

• Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

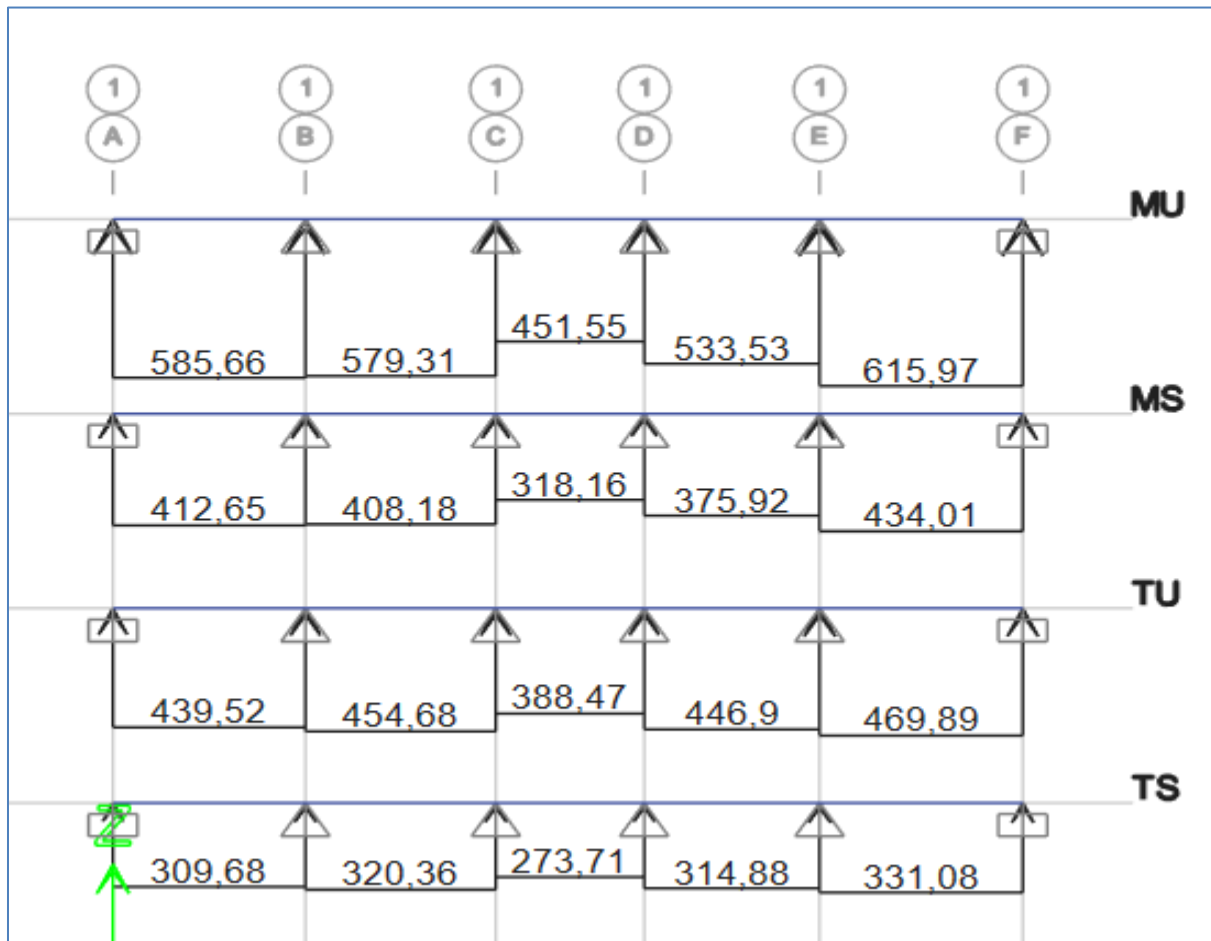


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

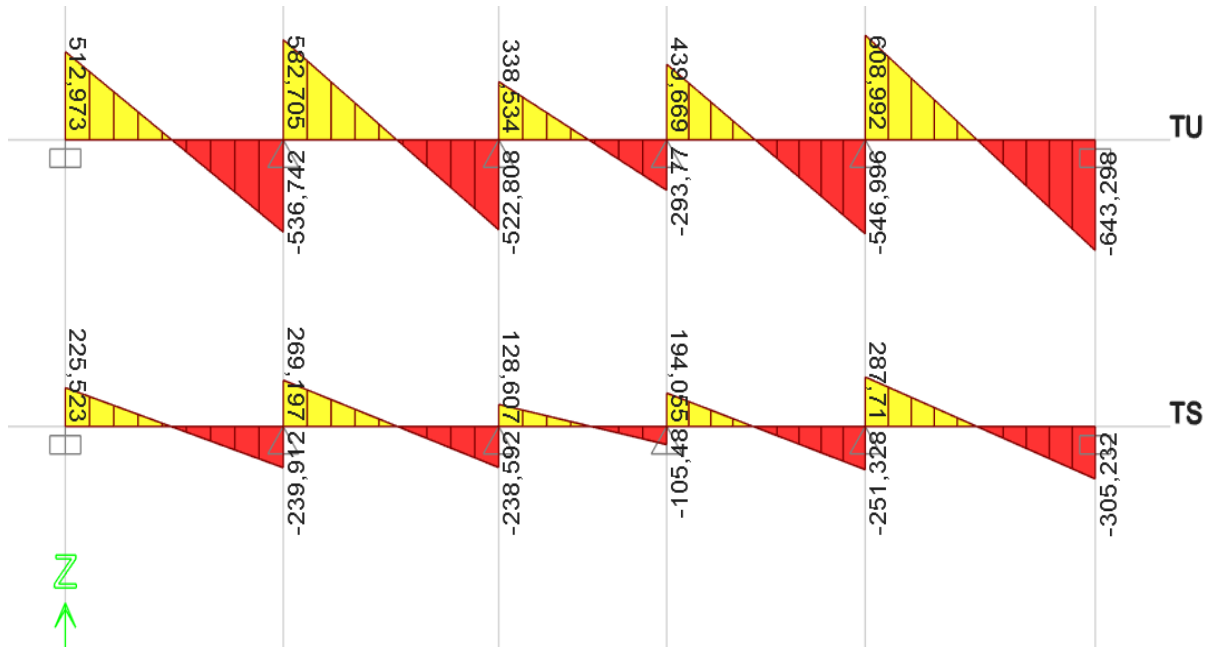


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

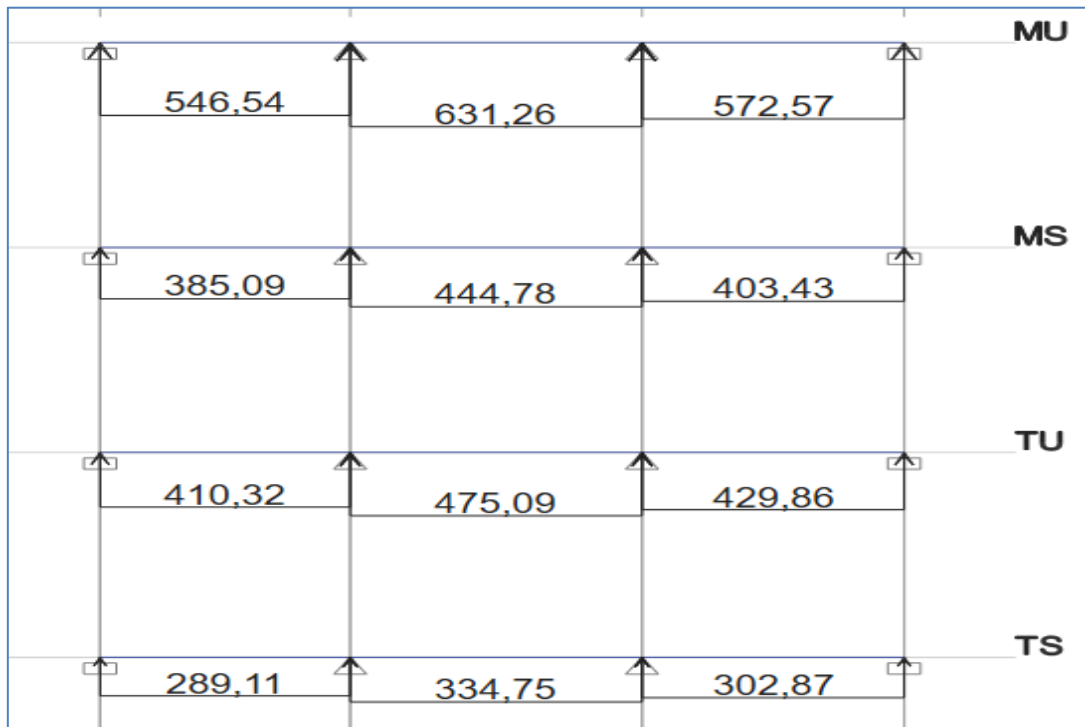


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

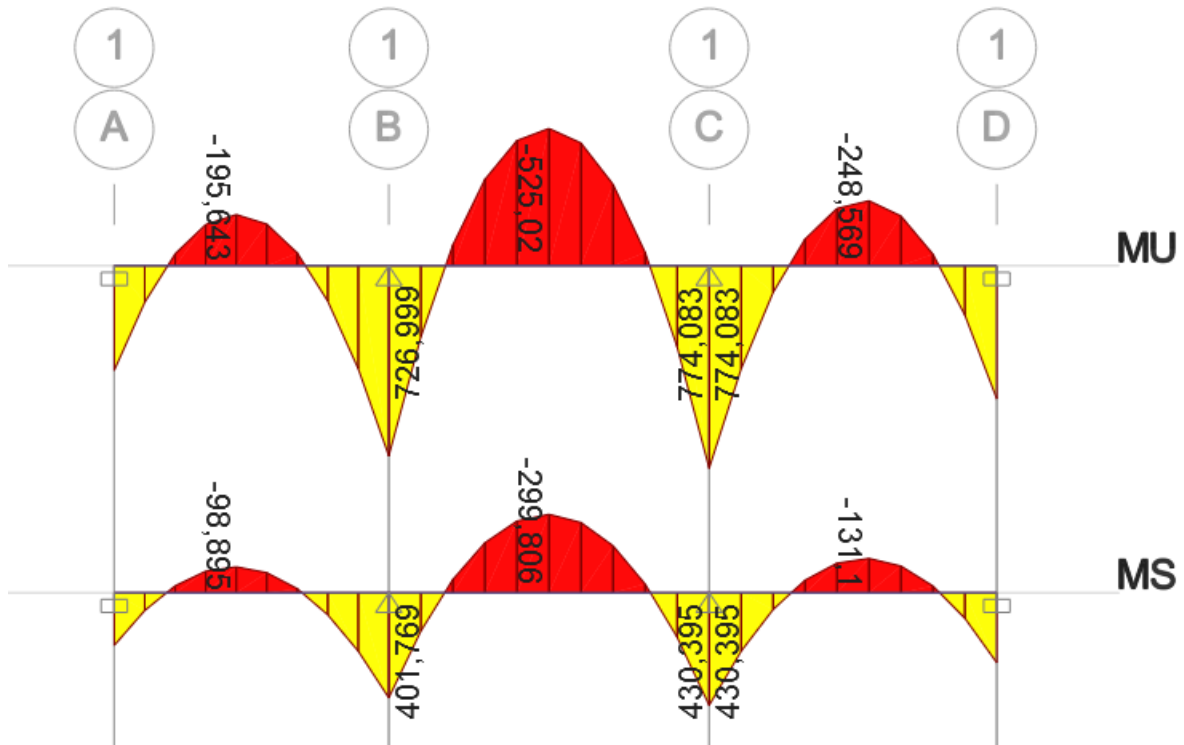


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

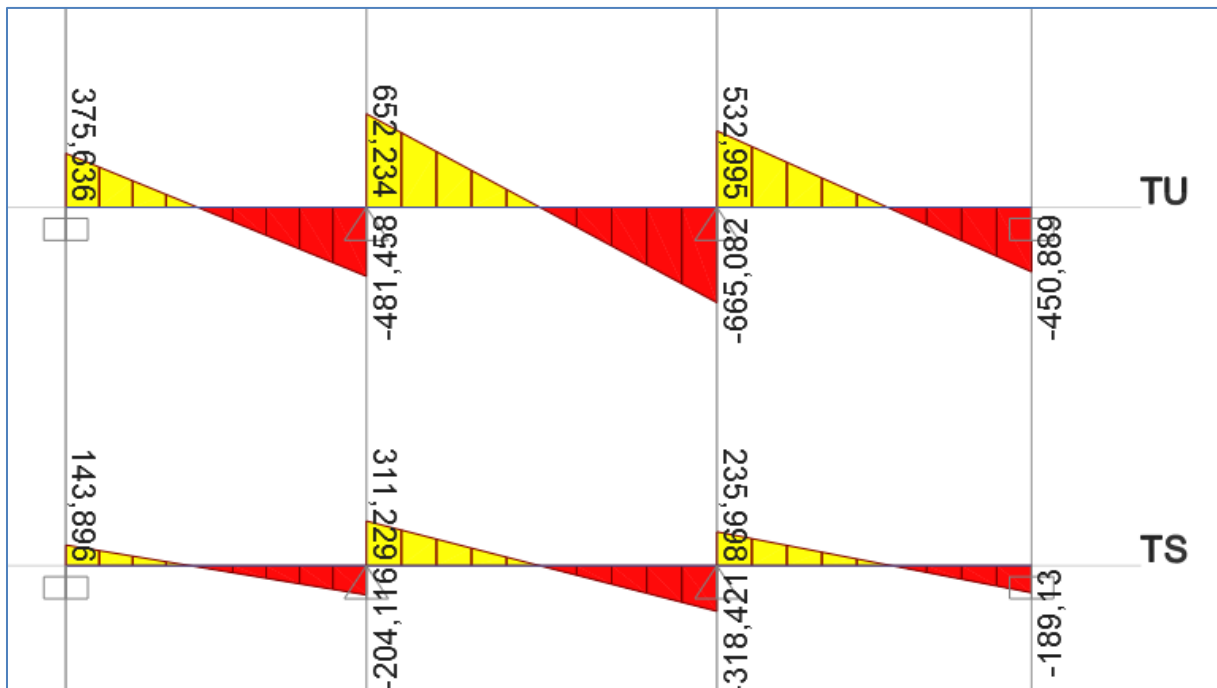


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- Sens longitudinal « x-x » :

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	760	462.400
M_t (KN.m)	418.593	234.693

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	608.992	287.71
T_{inf} (KN.m)	-634.298	-305.232

- Sens transversal « y-y » :

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	774.083	430.395
M_t (KN.m)	525.02	299.806

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	652.234	311.229
T_{inf} (KN.m)	-665.082	-318.421

➤ Calcul des armatures :• Armatures longitudinales

Sens X-X: $M_a^{max} = 760 \text{ KN.m}$; $M_t^{max} = 418.593 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=100 \text{ cm}$; $d= h-c=100-5=95 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

En travée: Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{760 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.2} = 0,107$$

$\mu=0,110 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0,110 \Rightarrow \beta=0,943$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{780 \times 10^3}{0,943 \times 95 \times 348} = 24,37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA20 (fil)} + 4 \text{ HA20 (chap)} = 25,13 \text{ cm}^2$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{418.593 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.2} = 0,059$$

$\mu=0,059 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0,059 \Rightarrow \beta=0,970$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{418.593 \times 10^3}{0,970 \times 95 \times 348} = 13,05 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA20 (fil)} + 2 \text{ HA16 (chap)} = 16,59 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = 525,02 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 774,083 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=100 \text{ cm}$; $d=95 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}= 348 \text{ MPa}$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{525,02 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.2} = 0,074$$

$\mu=0,074 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0,074 \Rightarrow \beta=0,962$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{525.02 \times 10^3}{0,962 \times 95 \times 348} = 16,51 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA20 (fil)} + 2 \text{ HA16 (chap)} = 16,59 \text{ cm}^2$

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{774,083 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.2} = 0,110$$

$\mu=0,110 < \mu=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu= 0,110 \Rightarrow \beta=0,942$

$$A_a = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{774,083 \times 10^3}{0,942 \times 95 \times 348} = 24.86 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a= 4 \text{ HA20 (fil)} + 4 \text{ HA20 (chap)} = 25.13 \text{ cm}^2$.

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4HA20 (fil)+2HA16 (chap)	4HA20 (fil)+2HA16 (chap)
Travée	4 HA20 (fil)+ 4 HA20 (chap)	4 HA20 (fil)+ 4 HA20 (chap)

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,46 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6 HA8 = 3 cm²**

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,46 \text{ cm}^2$$

- Donc on adopte **6 HA8 = 3 cm²**

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm²**.

Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2,1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens X-X: $T_u = 634.298 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{634.298 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.24 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y: $T_u = 665,082 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{665,082 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,273 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale : (5HA20 filantes)

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 20 = 314 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{634,298 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 314} = 3,10 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure transversale : (5HA16 filantes)

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 16 = 251,20 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{665,082 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 251,2} = 3,096 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifié 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_b$

Avec $\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII.15. Calcul des contraintes.

		M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	462,400	31,42	0,601	28,48	0,885	175,043	6,146	15	CV
	Travée	234,693	15,71	0,301	43,14	0,914	172,050	3,988		CV
Sens YY	Appuis	430,395	25,76	0,493	32,17	0,894	196,725	6,115		CV
	Travée	299,806	17,75	0,340	39,95	0,909	195,594	4,896		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA20 fil + 5 HA20 chap = 31.42 cm²	5 HA16 fil + 5 HA20 chap = 25.76 cm²
Travée	5 HA20 fil = 15.71 cm²	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm²

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master et Sur tout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont illustrées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement a été réalisé conformément aux formules établies, tout en évitant le surdimensionnement des sections afin de garantir une optimisation économique.
- La modélisation nous a permis de suivre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon symétrique.
- Après différents essais de disposition de voile, les résultats nous ont donné un contreventement en voiles, dont répartition des charges sismique sont assurées totalement par les voiles.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts interne et les combinaisons de charges exigées par le règlement parasismique algérien [RPA 2024].

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leurs élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

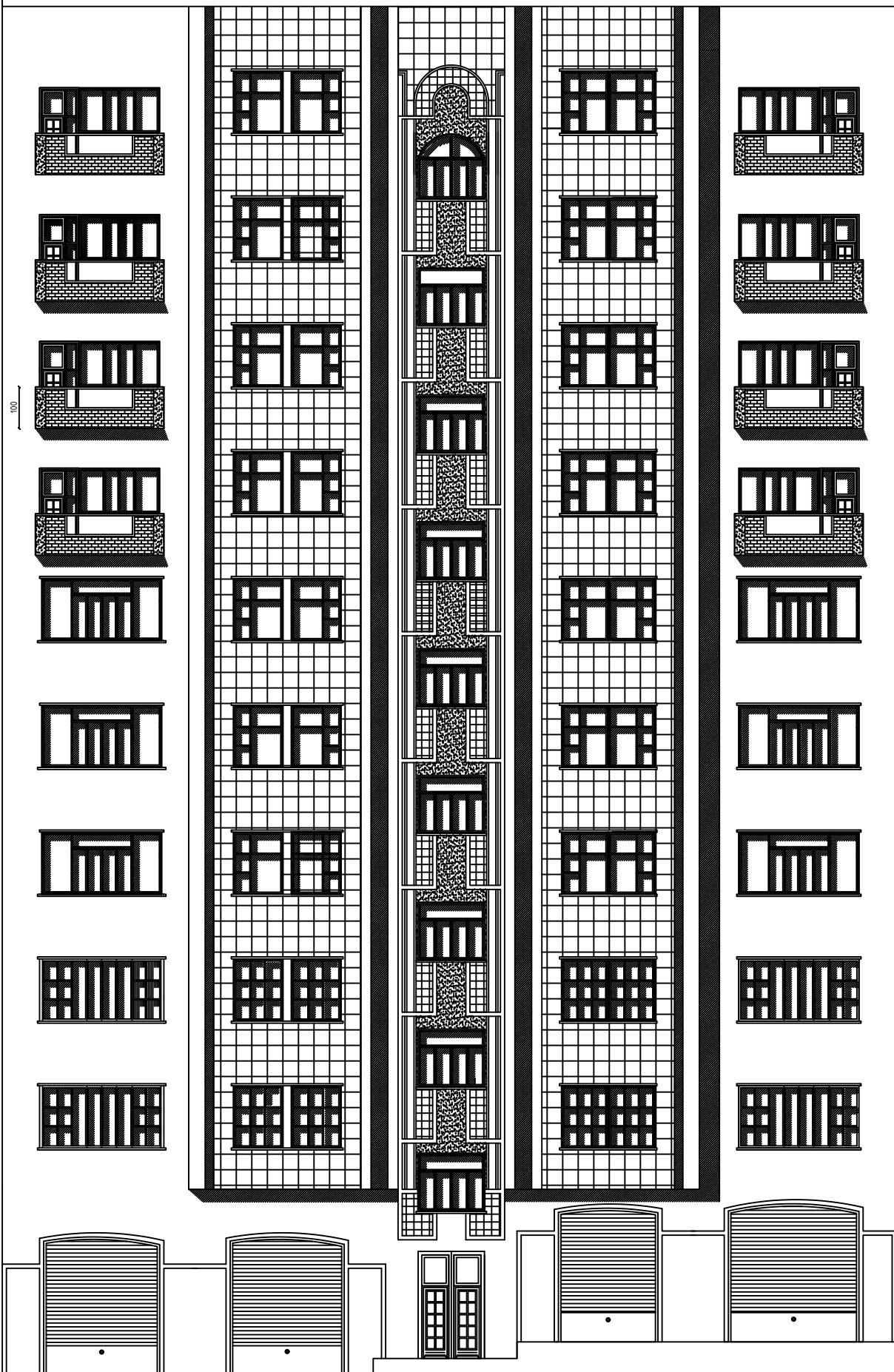
Bibliographie

Règlements :

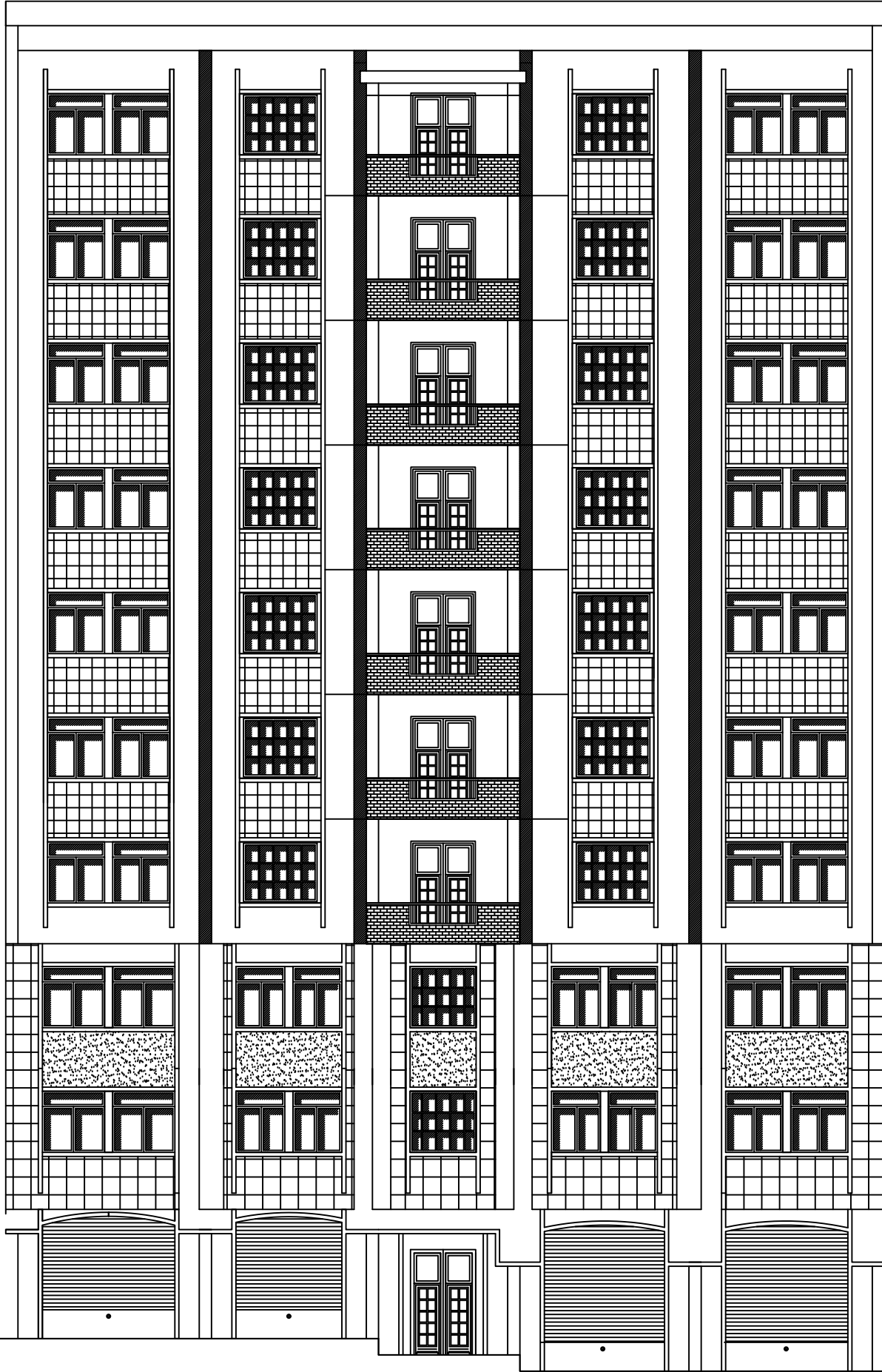
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024
- ✚ Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- ✚ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✚ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

Ouvrage :

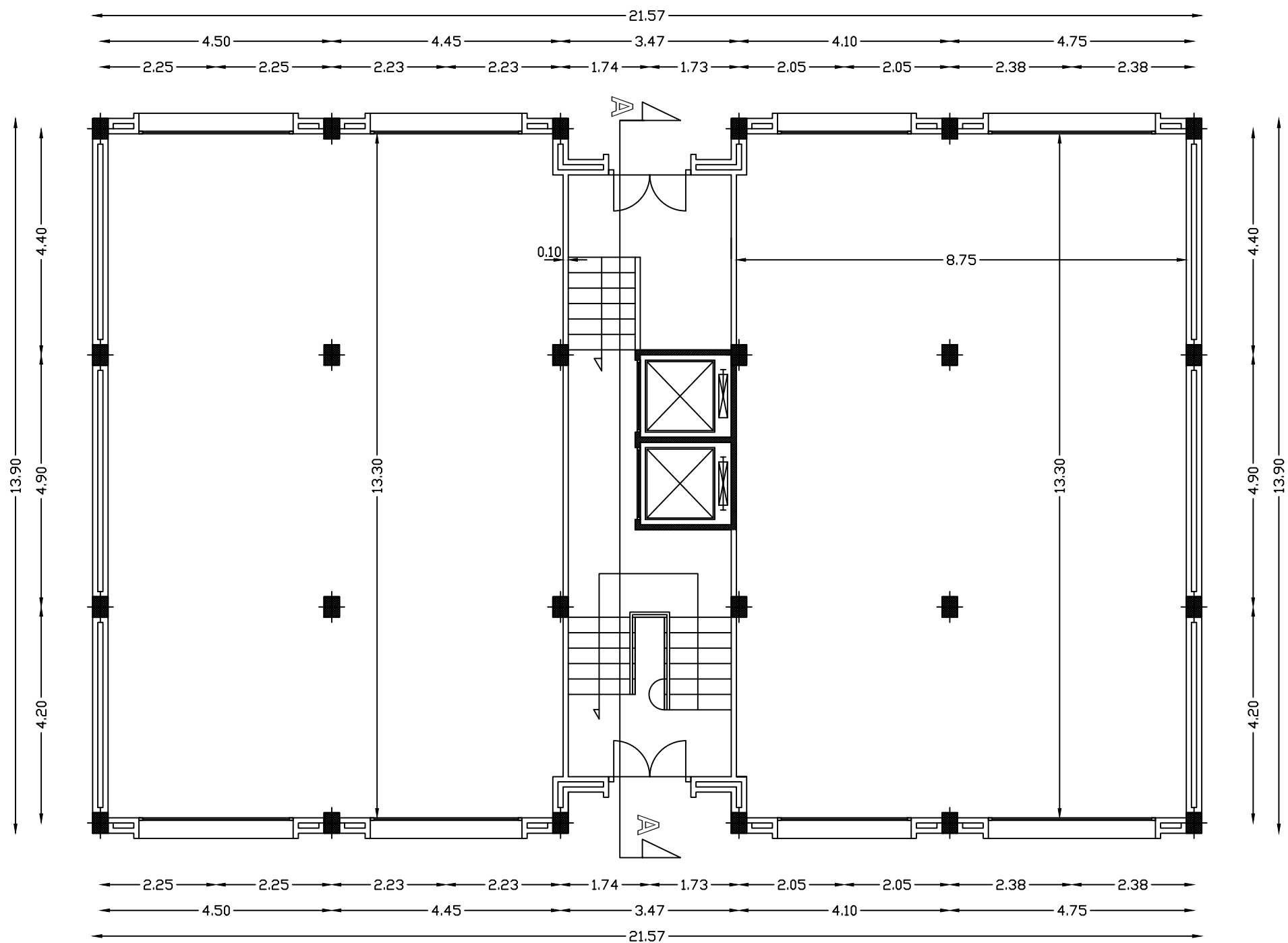
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- ✚ Cours de béton armé.....Abdelhak Barak
- ✚ Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- ✚ Calcul en béton arméMarius diver edition (paris 1972)
- ✚ Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.
- ✚ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).



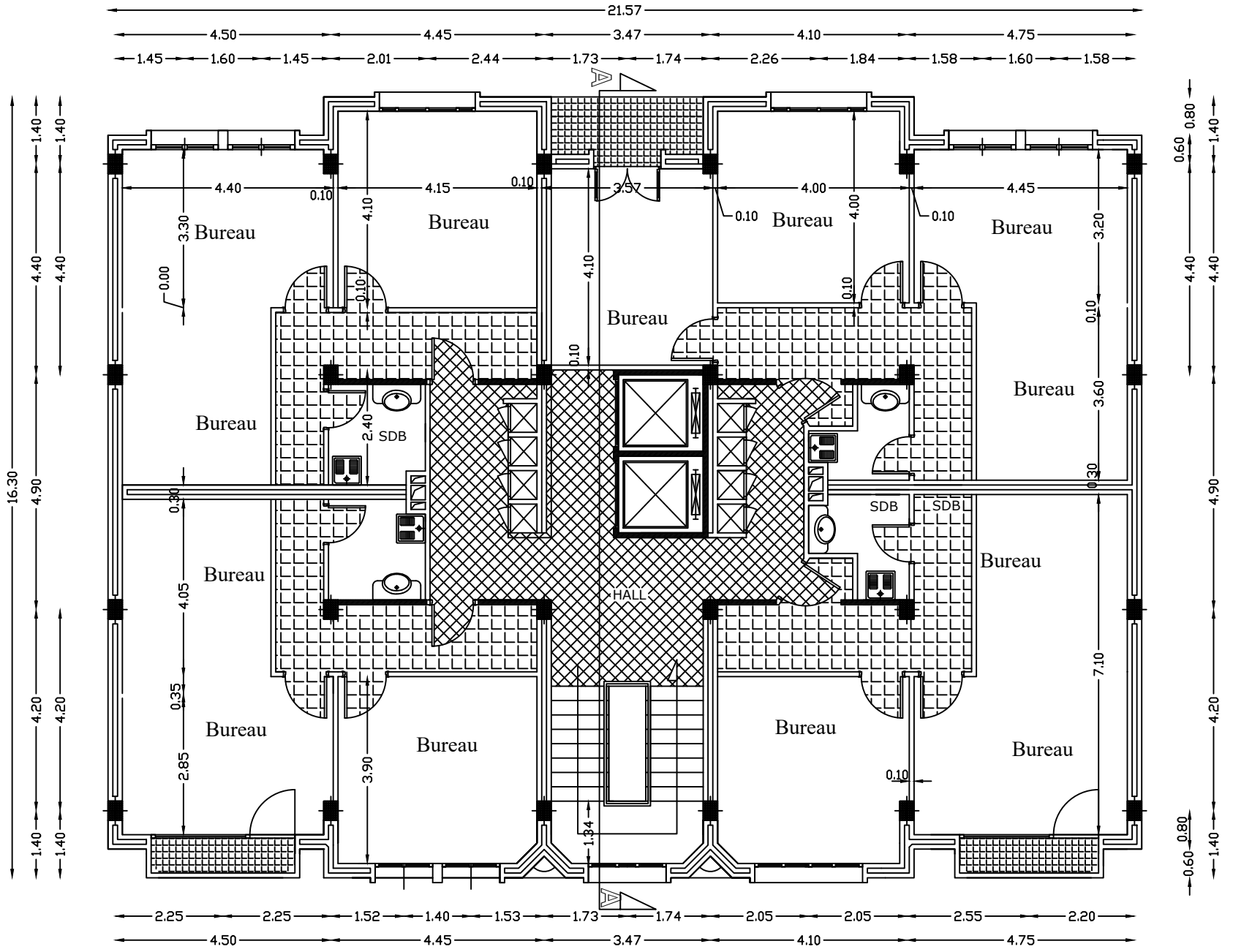
FAÇADE PRINCIPALE



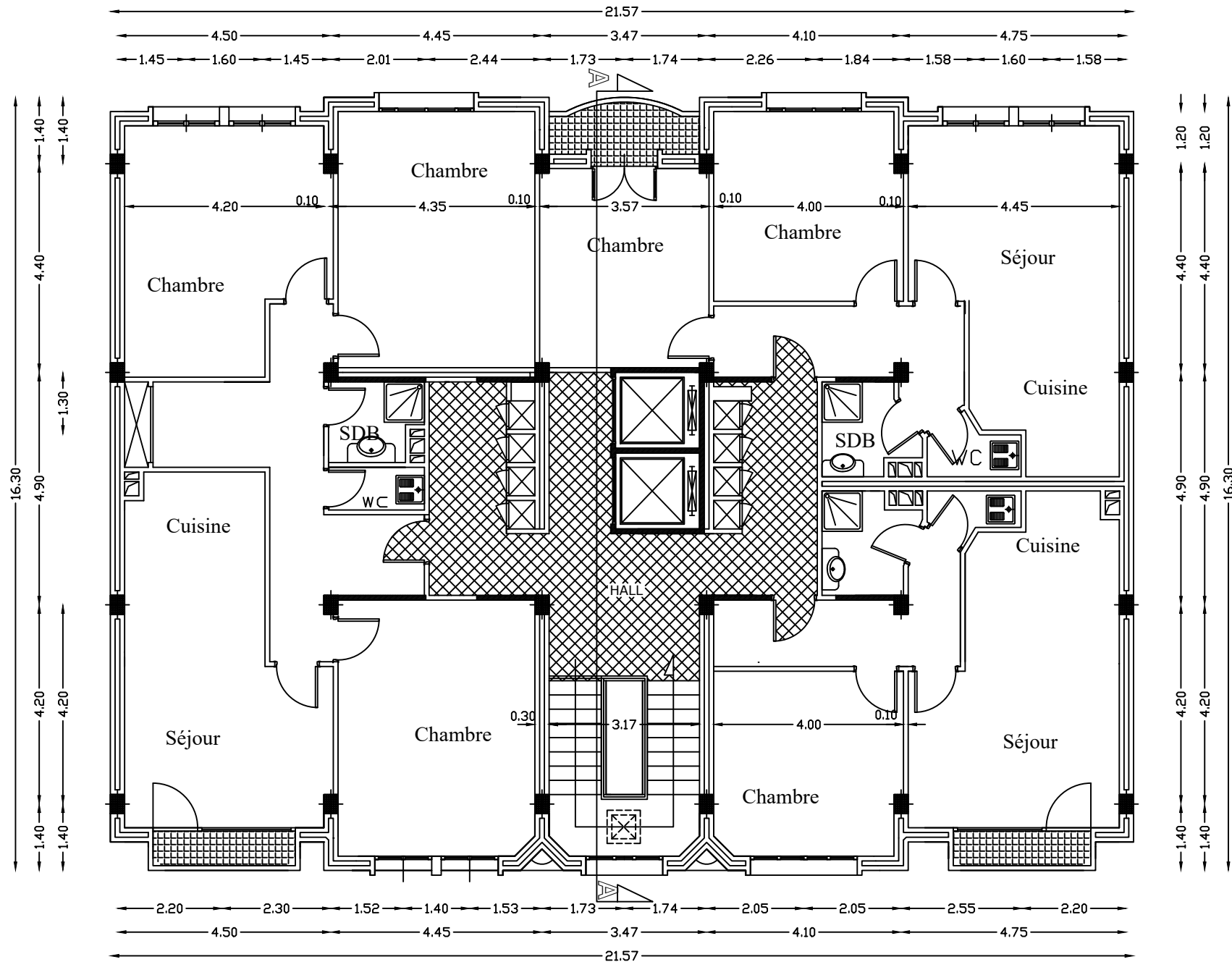
FAÇADE ANTERIEURE



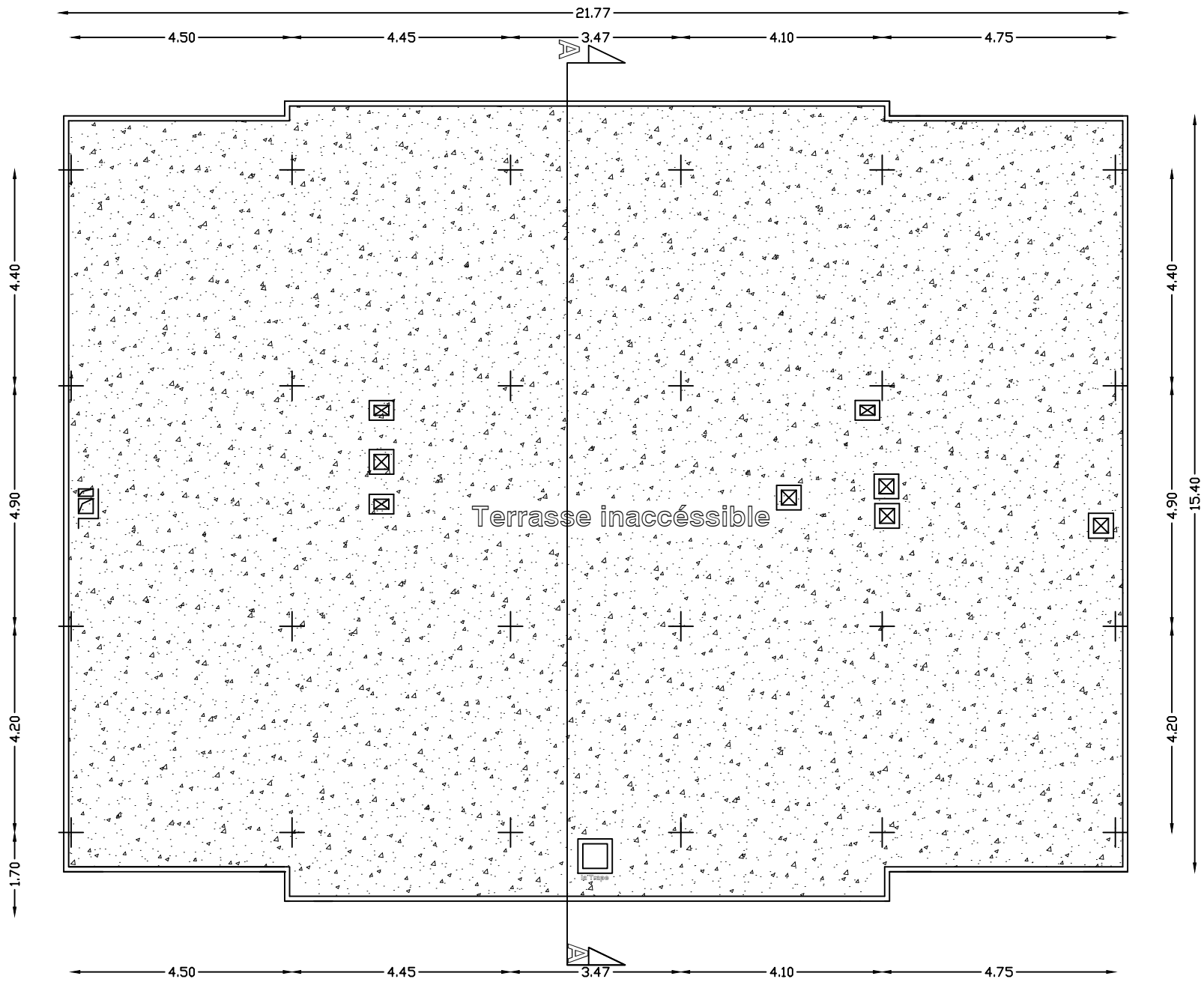
PLAN DU R.D.C



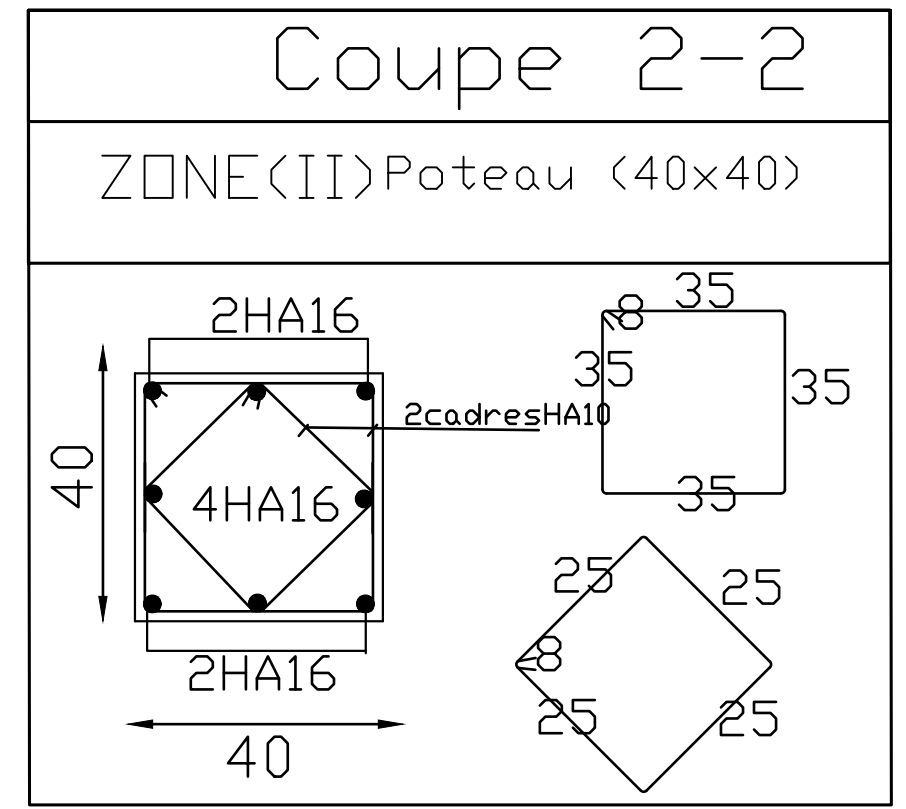
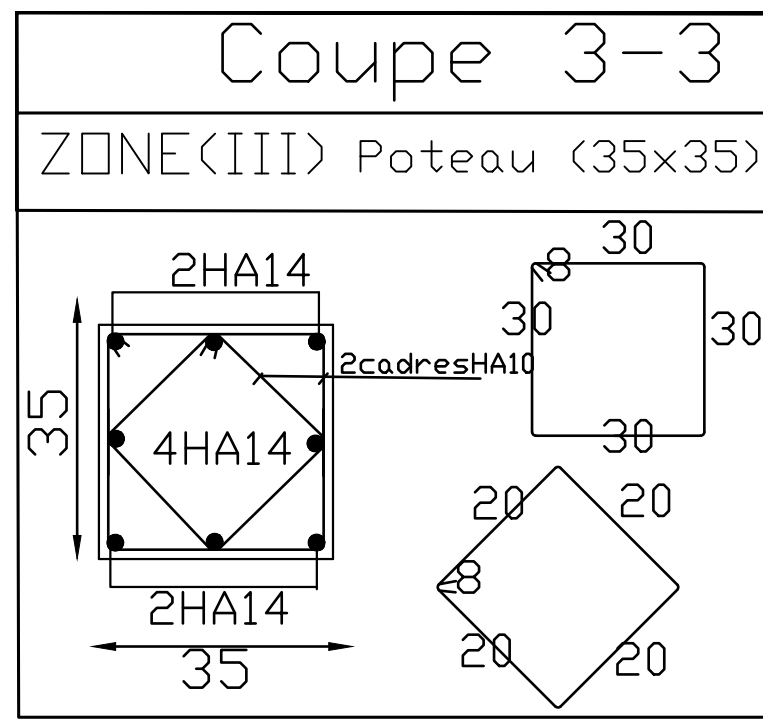
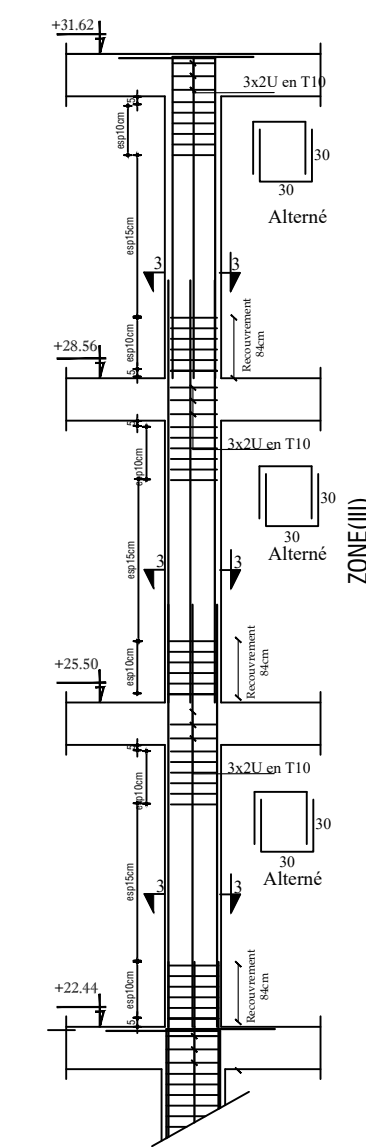
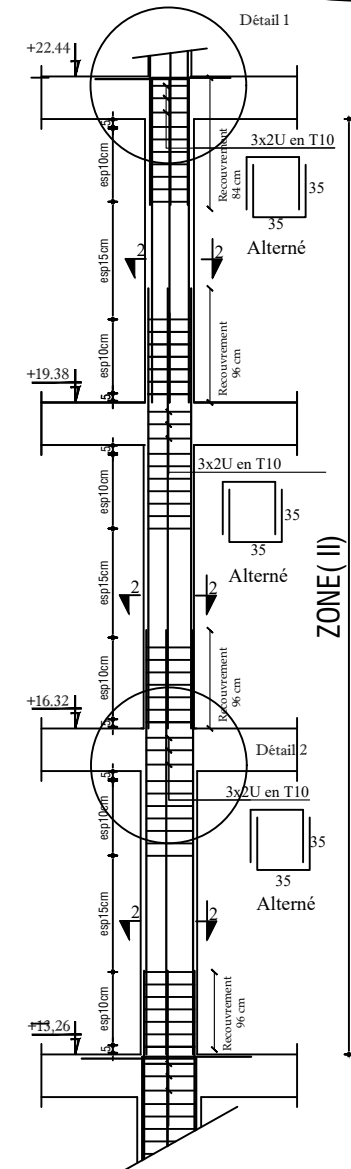
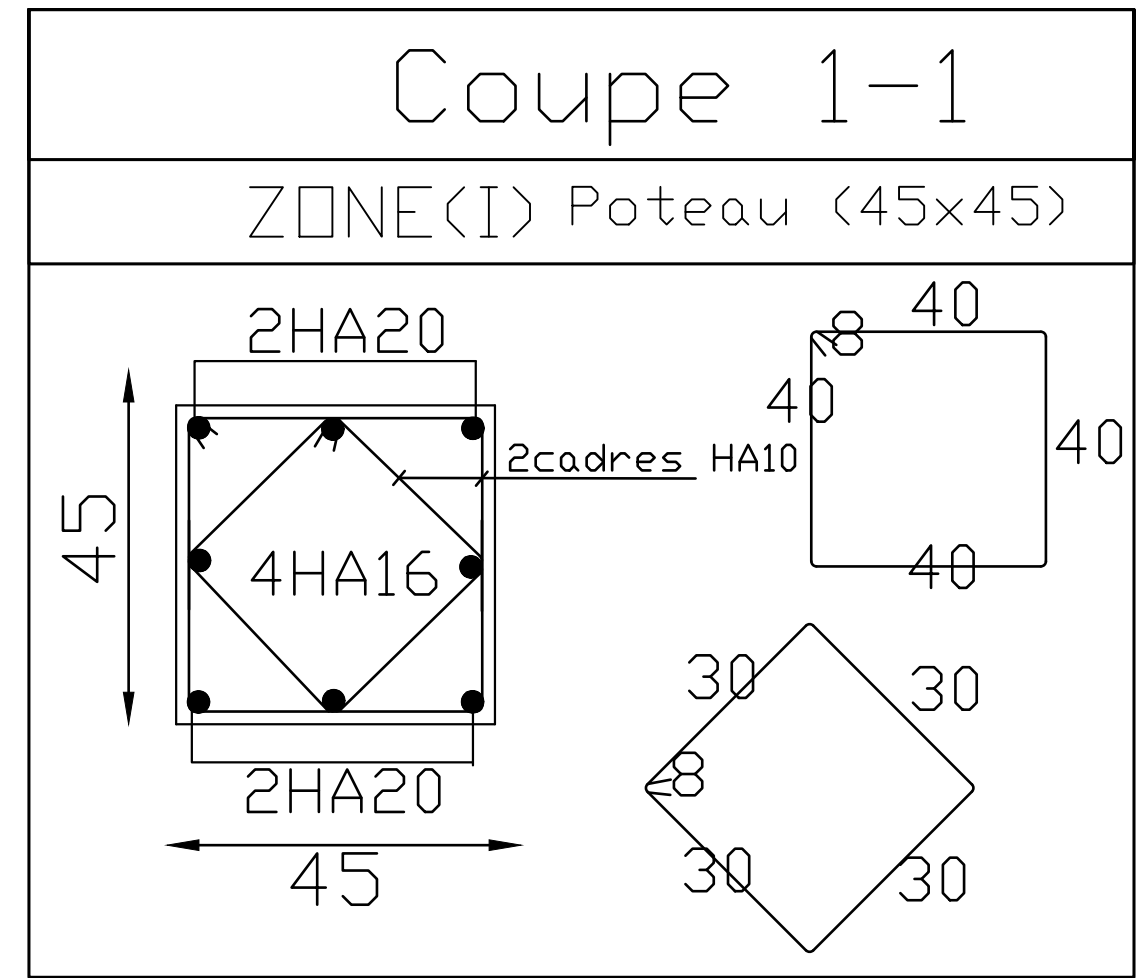
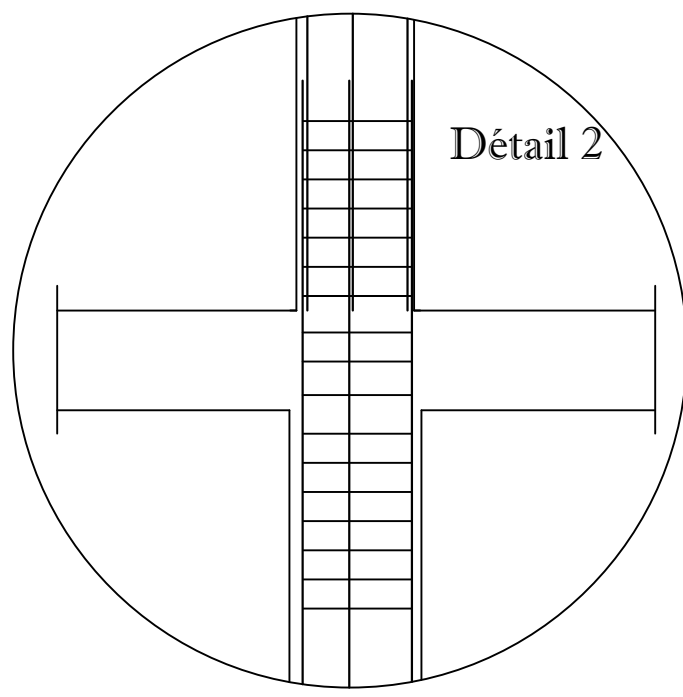
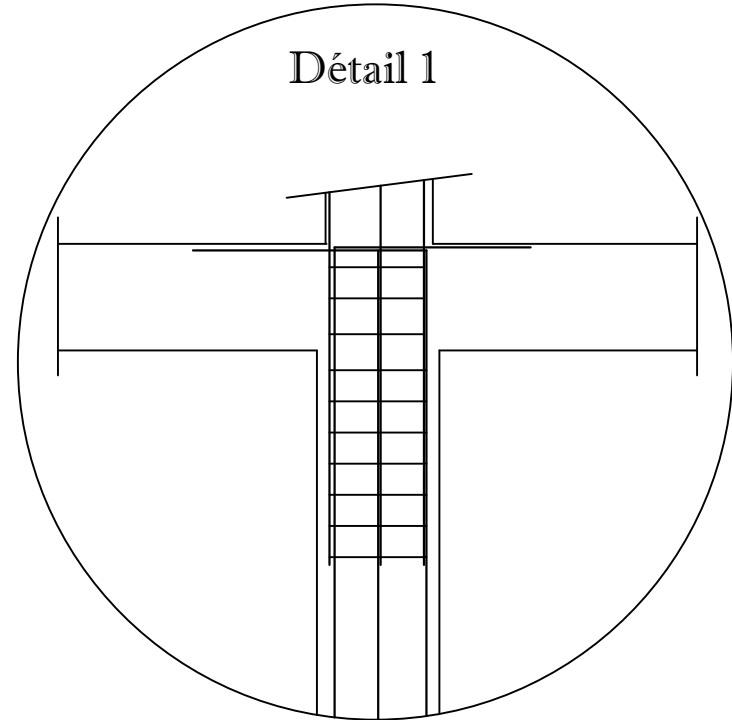
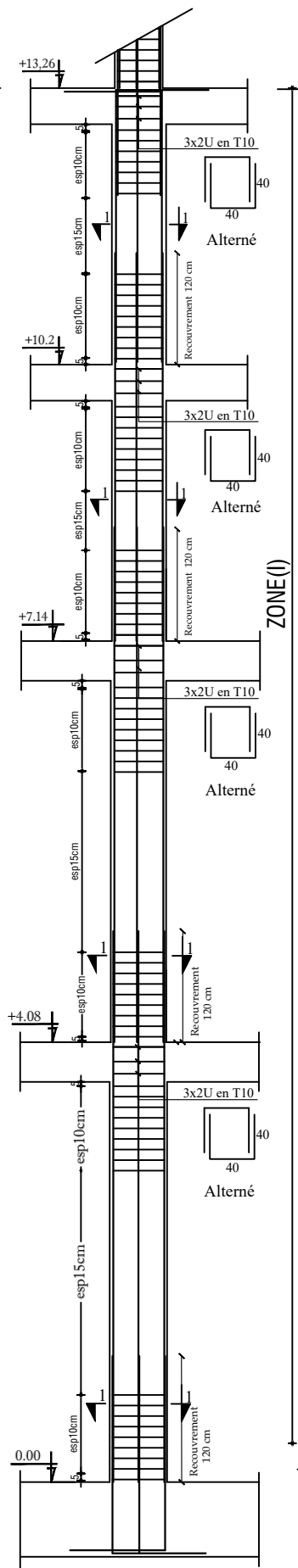
PLAN DU 6.7 ET 8ème ETAGE



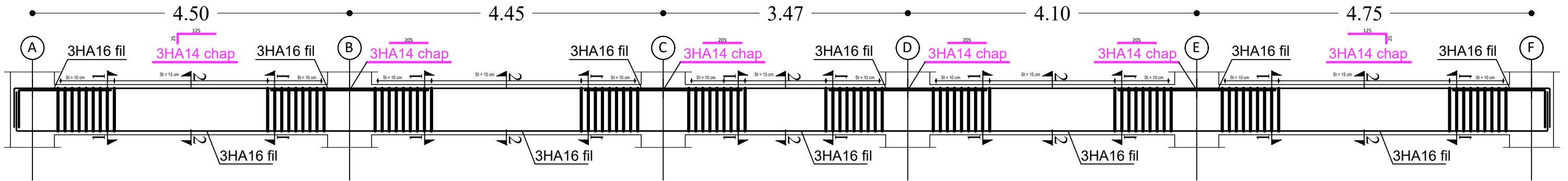
PLAN des étages courants



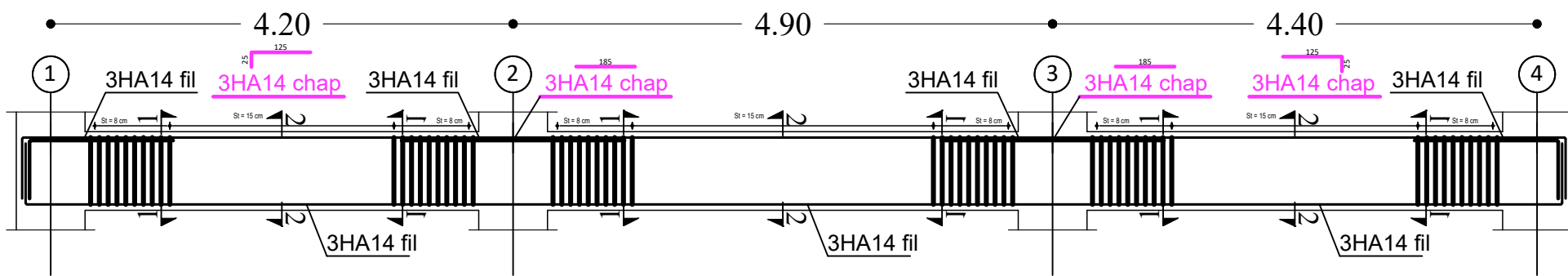
PLAN DE TERRASSE



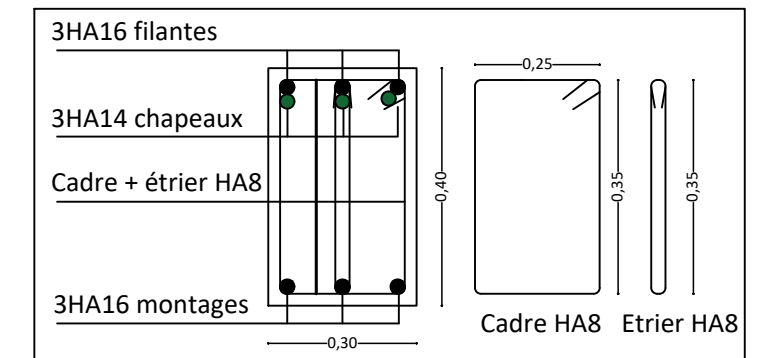
Ferrailage des poutres principales (30x40) cm²



Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm²

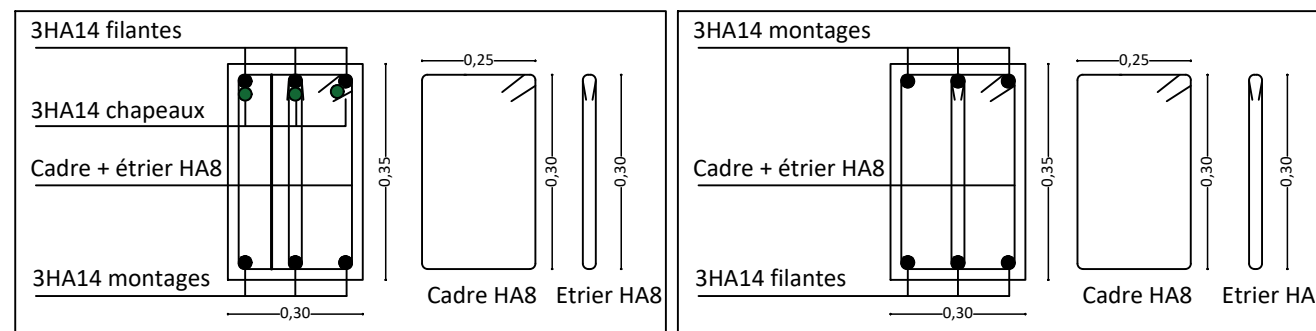


Coupes des poutres principales (30x40) cm²



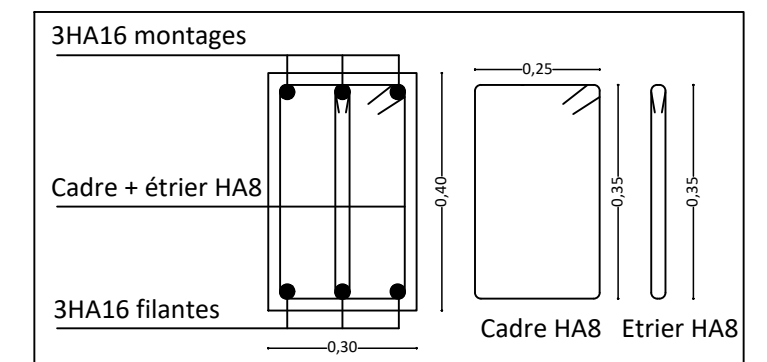
Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

Coupes des poutres secondaires (30x35) cm²



Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

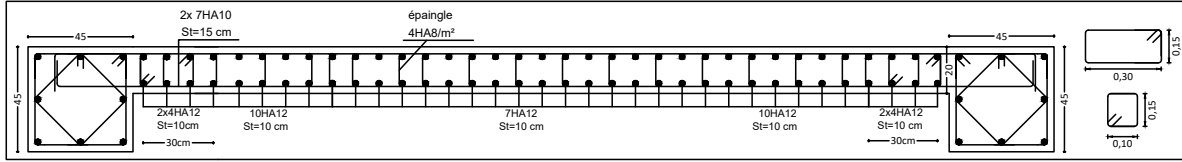
Ferrailage en travée
Coupe 2-2



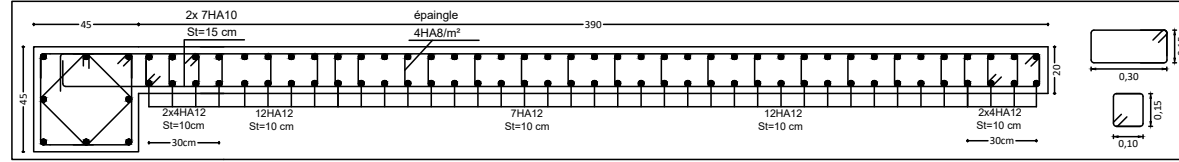
Ferrailage en travée
Coupe 2-2



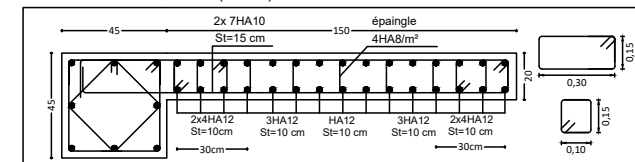
Voile VT1 = 4,40 m (zone I)



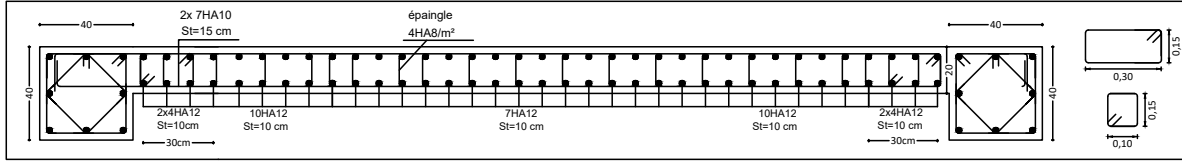
Voile VT3 = 3,90 m (zone I)



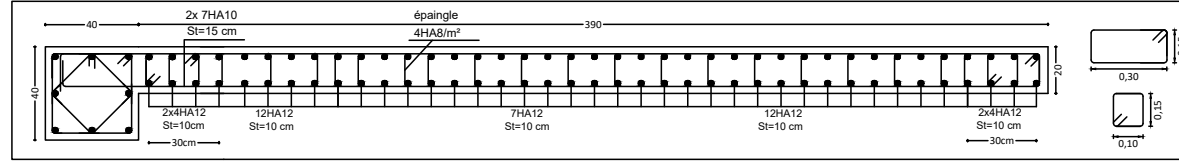
Voile VT4 = 1,50 m (zone I)



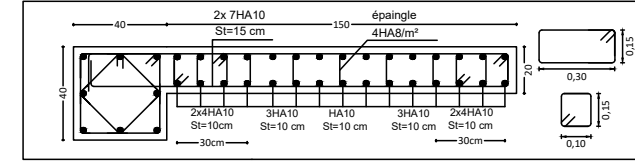
Voile VT1 = 4,40 m (zone II)



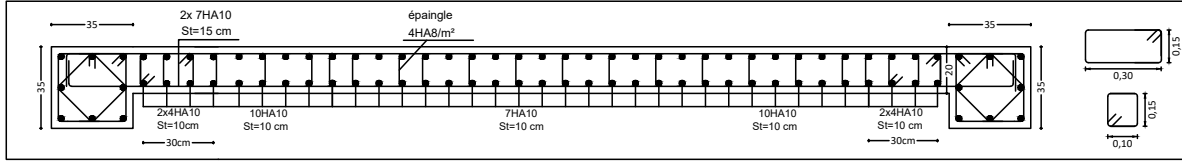
Voile VT3 = 3,90 m (zone II)



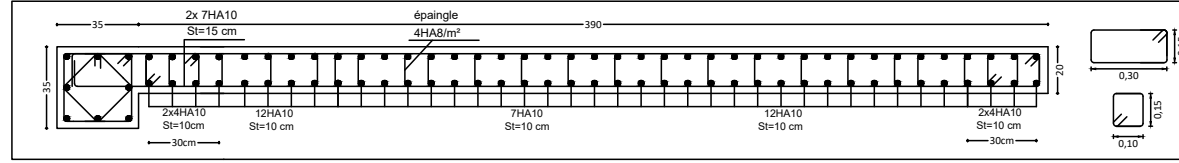
Voile VT4 = 1,50 m (zone II)



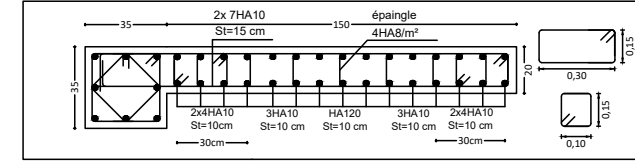
Voile VT1 = 4,40 m (zone III)



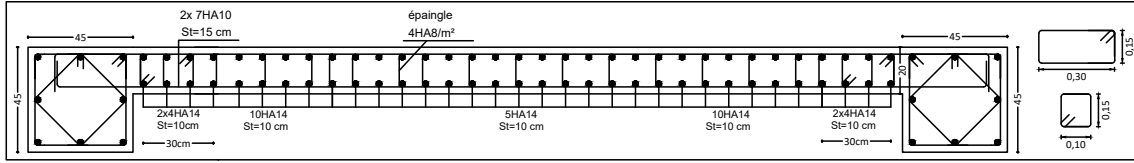
Voile VT3 = 3,90 m (zone III)



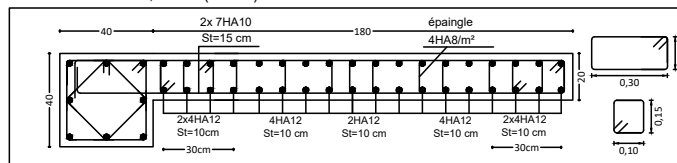
Voile VT4 = 1,50 m (zone III)



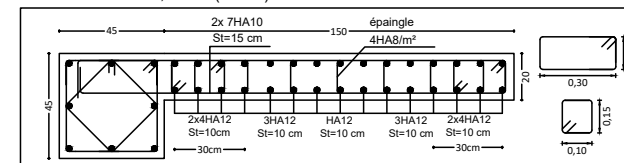
Voile VT2 = 4,20 m (zone I)



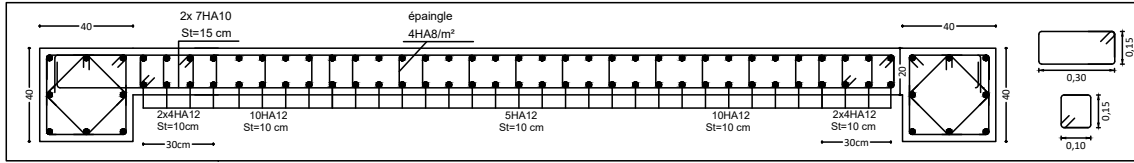
Voile VL2 = 1,80 m (zone I)



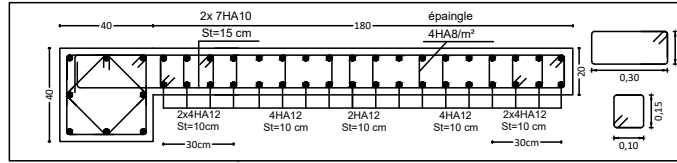
Voile VL1 = 1,50 m (zone I)



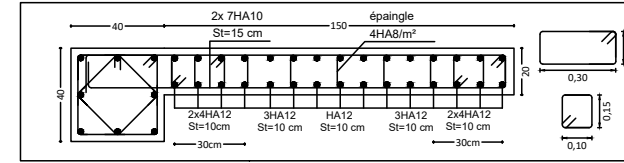
Voile VT1 = 4,20 m (zone II)



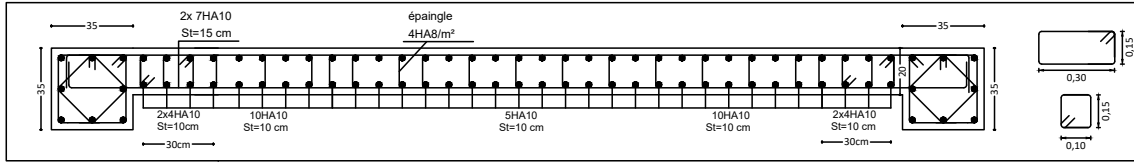
Voile VL2 = 1,80 m (zone II)



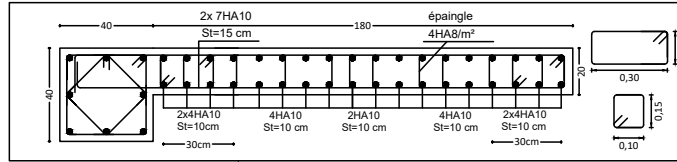
Voile VL1 = 1,50 m (zone II)



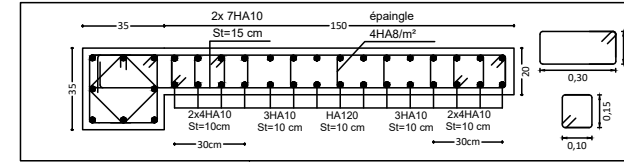
Voile VT1 = 4,20 m (zone III)



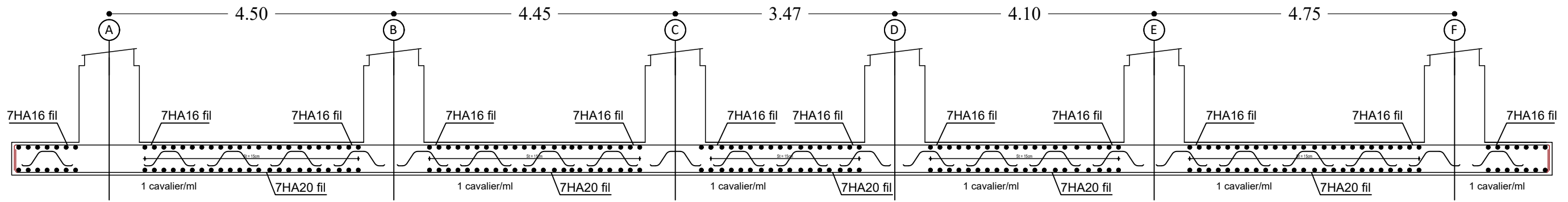
Voile VL2 = 1,80 m (zone III)



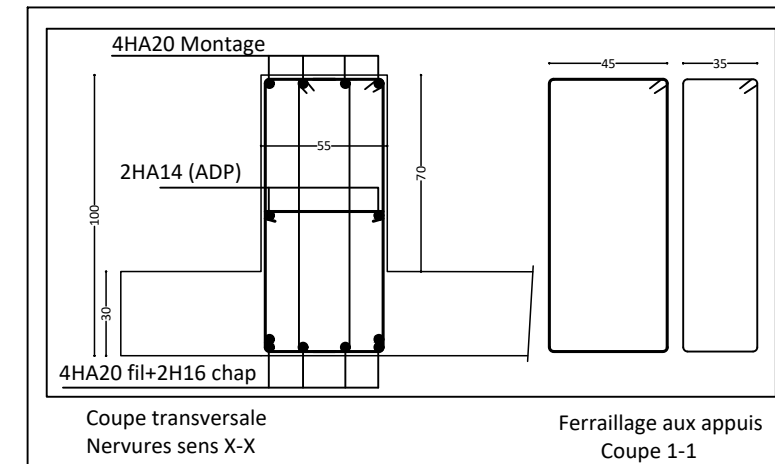
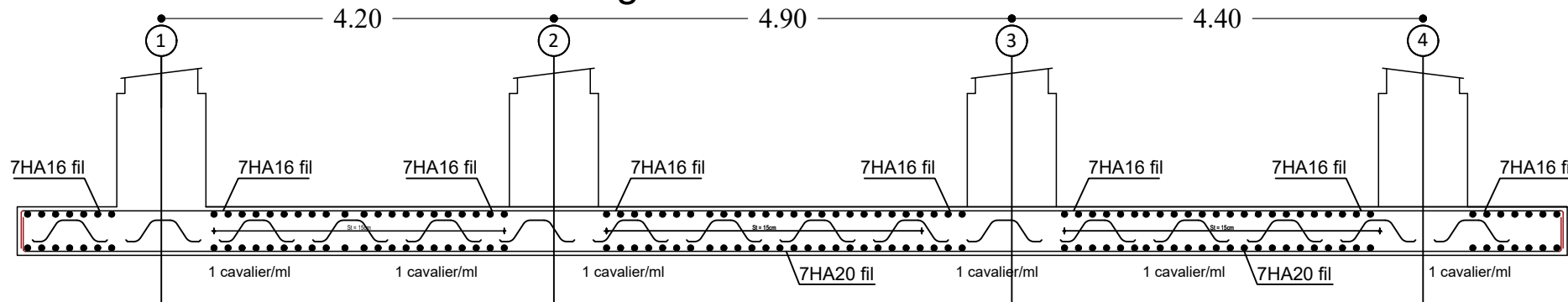
Voile VL1 = 1,50 m (zone III)



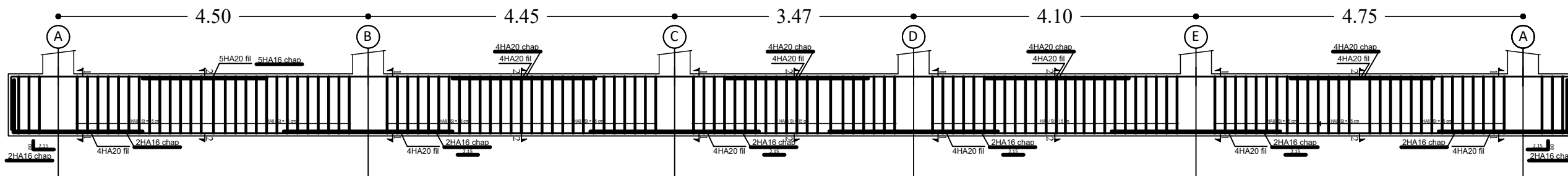
Ferrailage du radier sens X-X



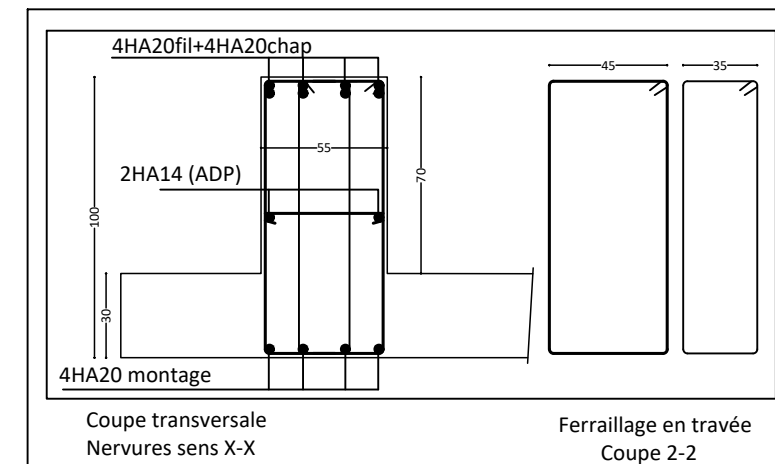
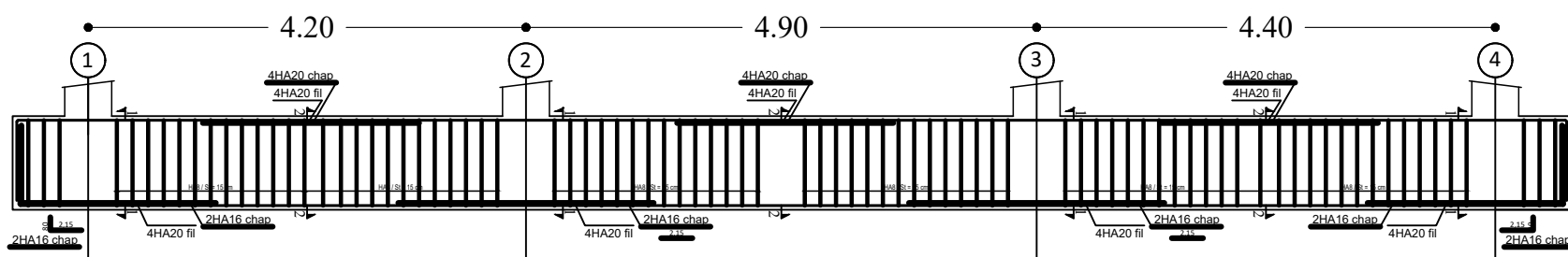
Ferrailage du radier sens Y-Y



Ferrailage des nervures sens X-X



Ferrailage des nervures sens Y-Y

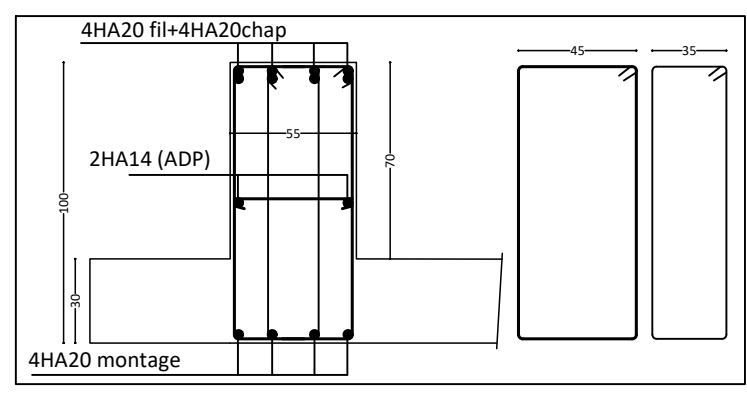
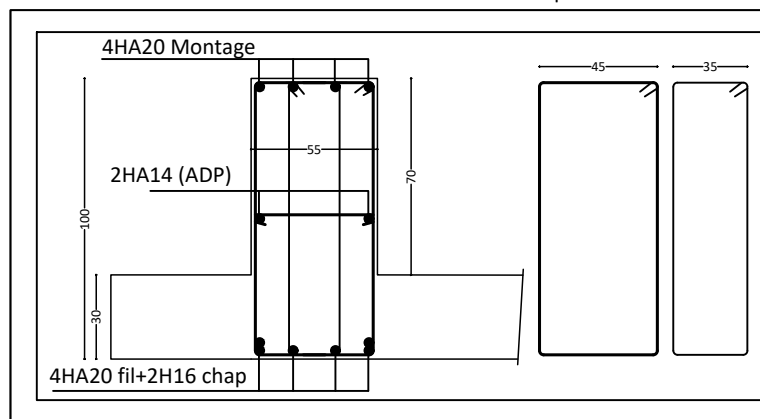


Coupe transversale
Nervures sens Y-Y

Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

Coupe transversale
Nervures sens Y-Y

Ferrailage en travée
Coupe 2-2

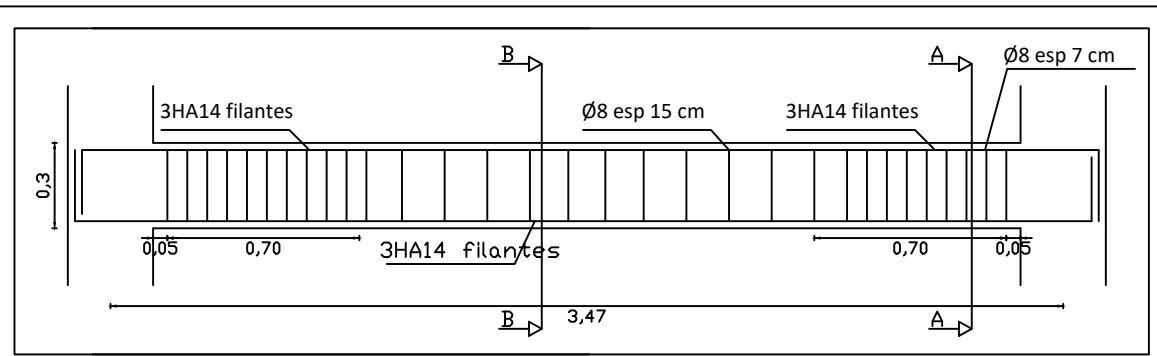


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

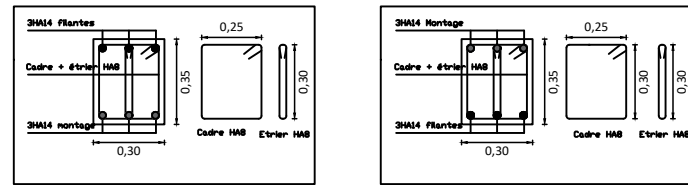
Dossier : Génie Civil
Désignation :
- Ferrailage du radier
- Ferrailage des nervures



Echelle : 1/50
Planche N°04



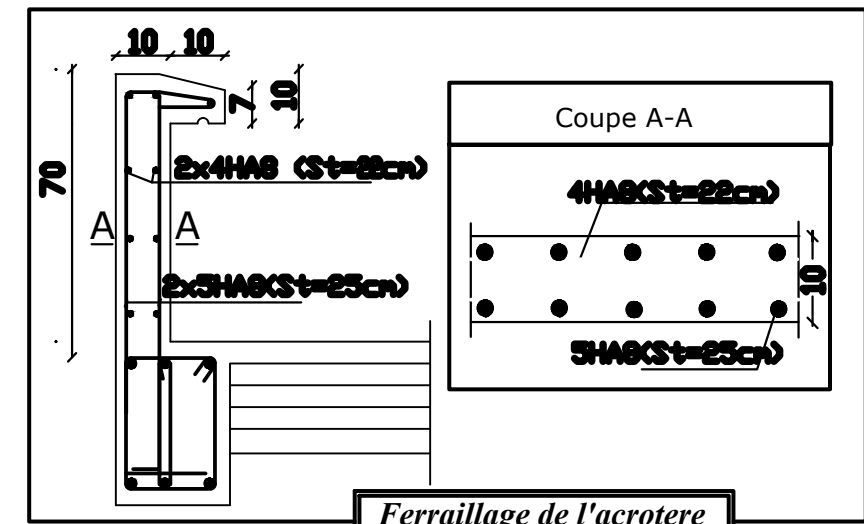
Ferrailage de la poutre palière



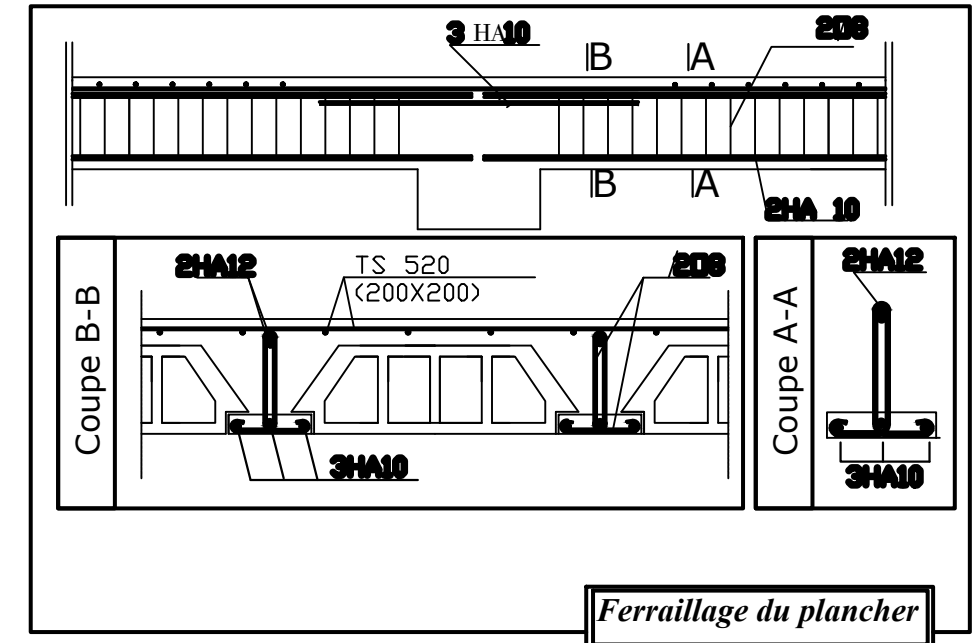
Ferrailage aux appuis
Coupe A-A

Ferrailage en travée
Coupe B-B

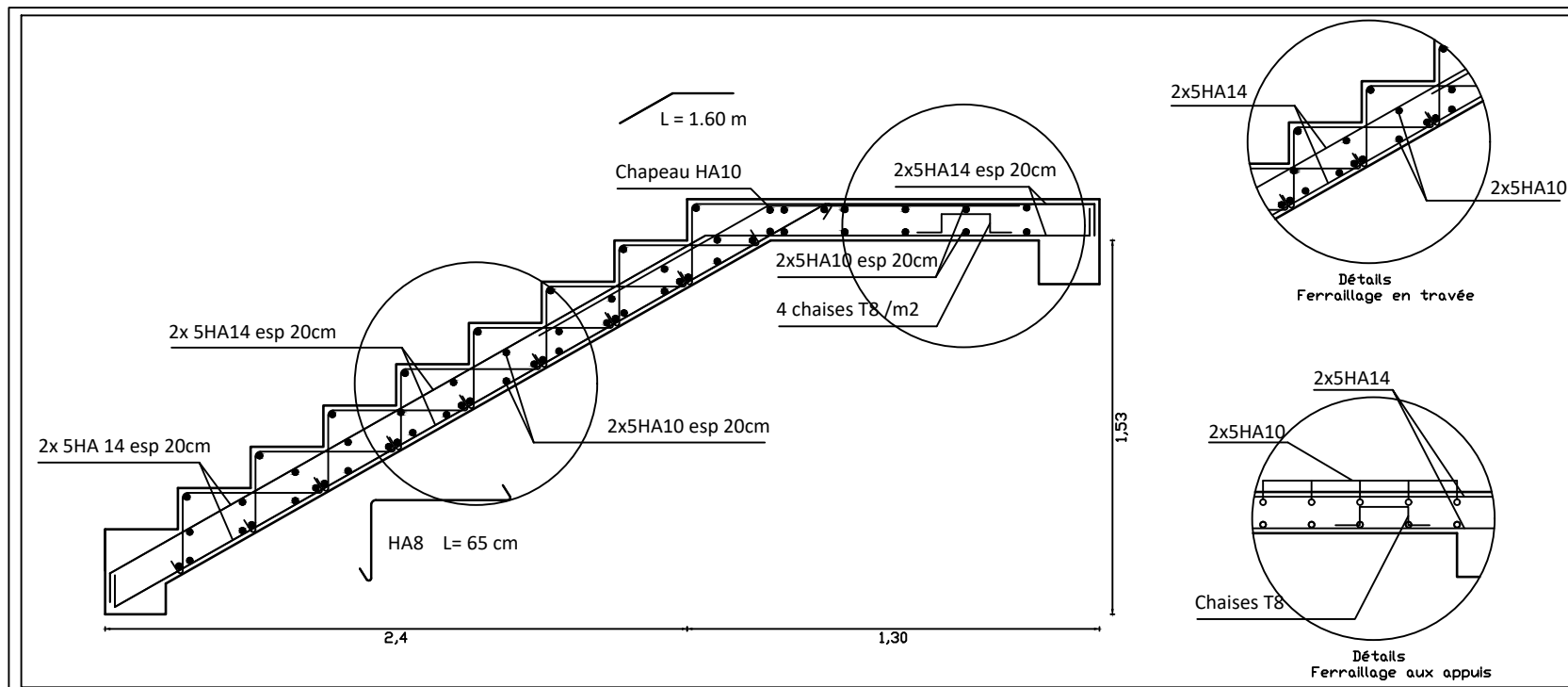
Ferrailage poutre palière



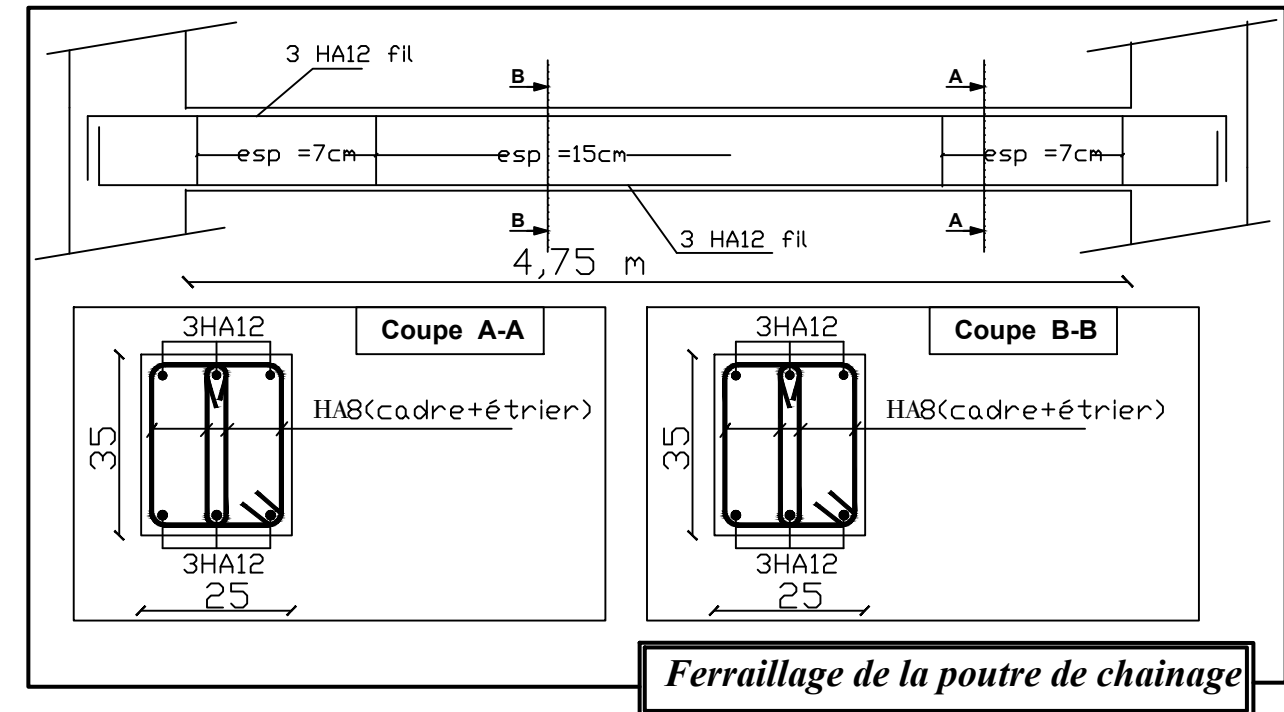
Ferrailage de l'acrotère



Ferrailage du plancher

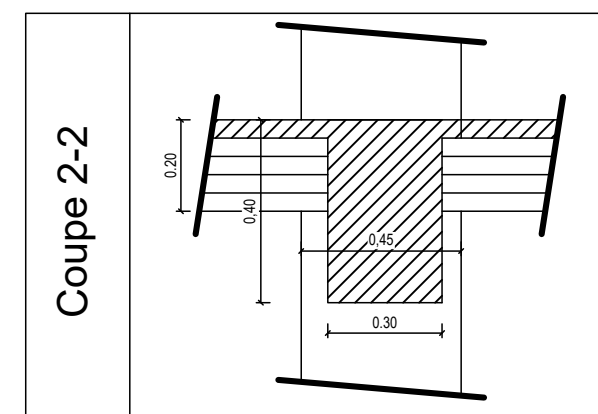
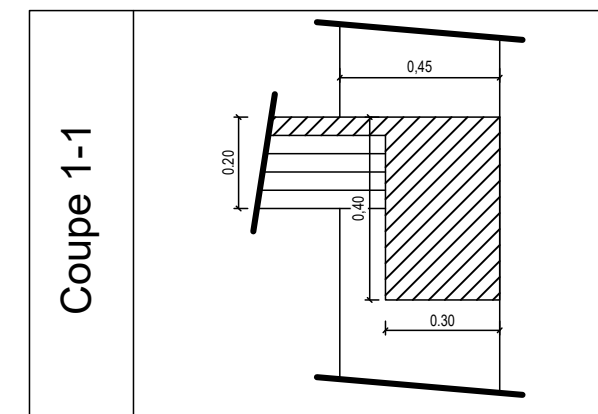
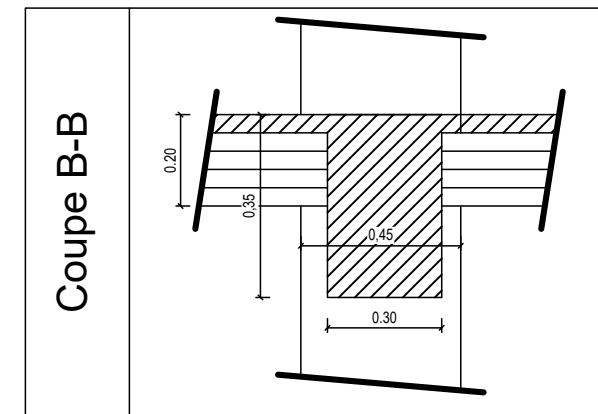
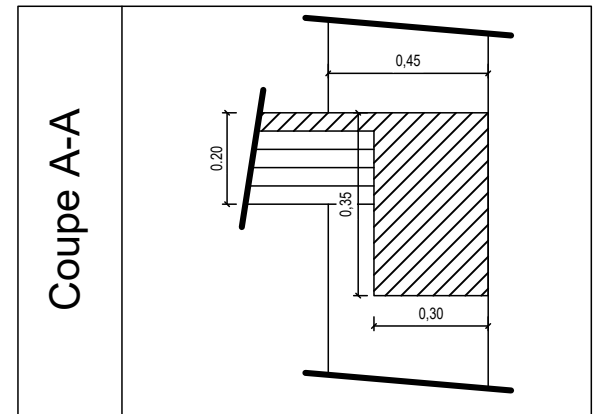
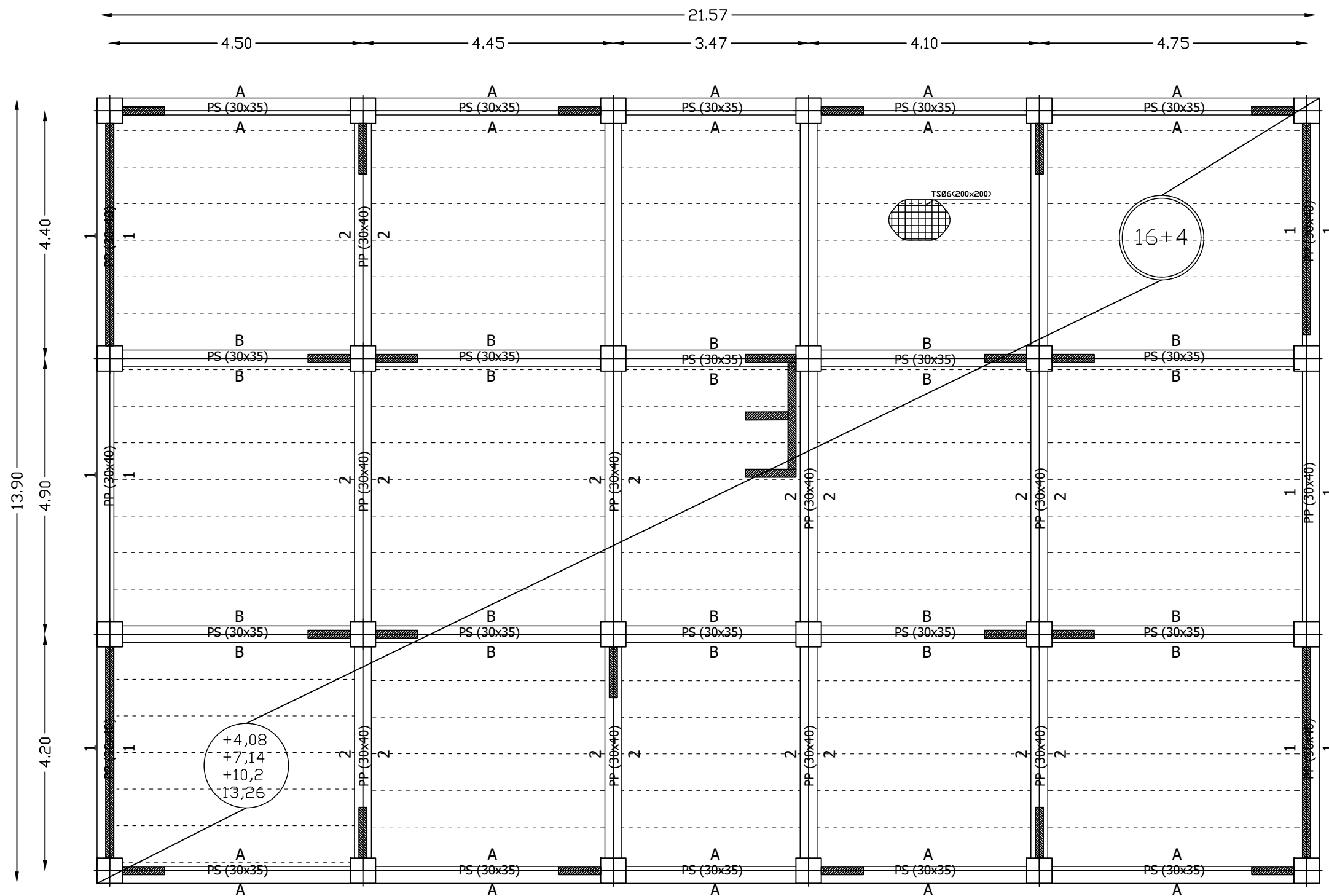


-Ferrailage de l'escalier



Ferrailage de la poutre de chaînage





Poteaux : (45x45) cm²

Plancher : (16+4) cm

Poutres secondaires : (30x35) cm²

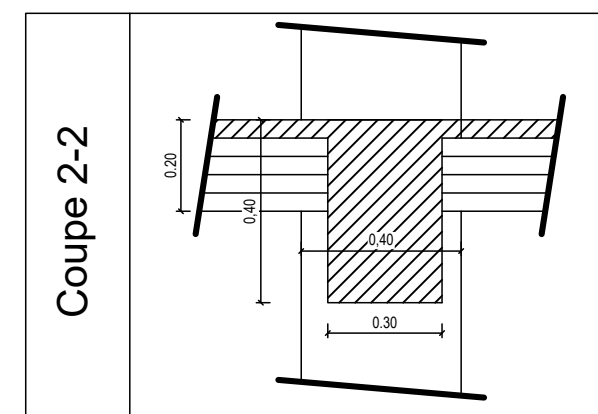
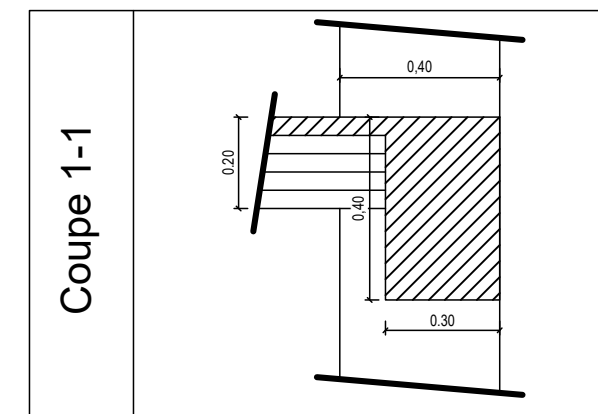
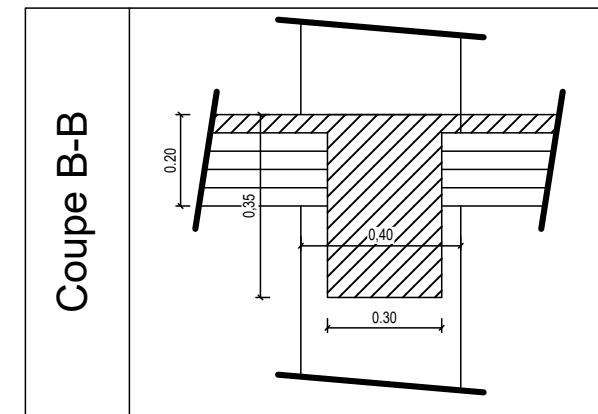
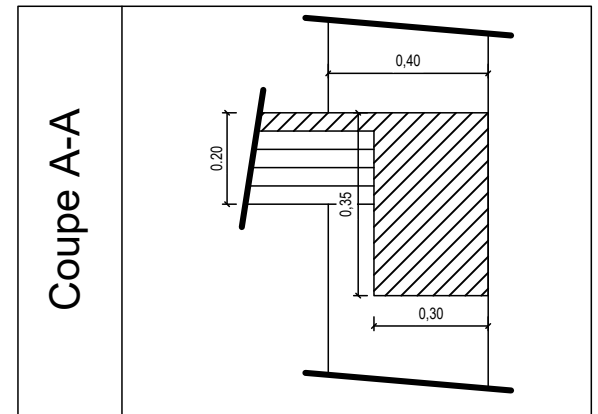
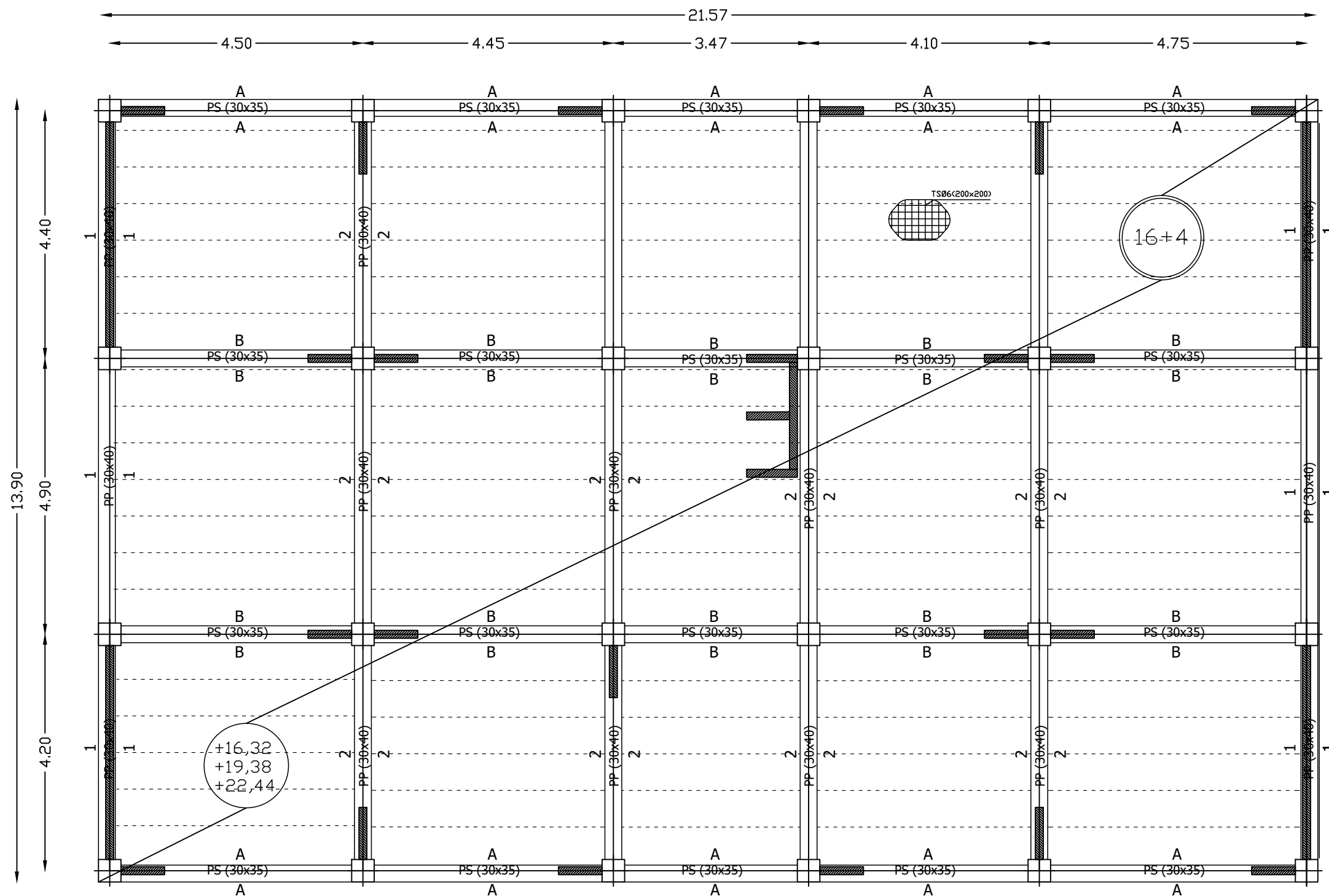
Poutres principales: (30x40) cm²



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Mlle. MOUSSOUNI Fatma
 Encadreur : Mr. ATLAOUI
 Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de coffrage
 Niveaux : +4,08 ; +7,14 ; +10,2 ; +13,26



Poteaux : (40x40) cm²

Plancher : (16+4) cm

Poutres secondaires : (30x35) cm²

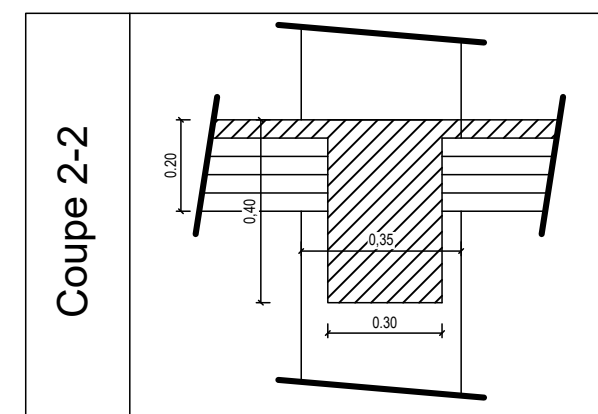
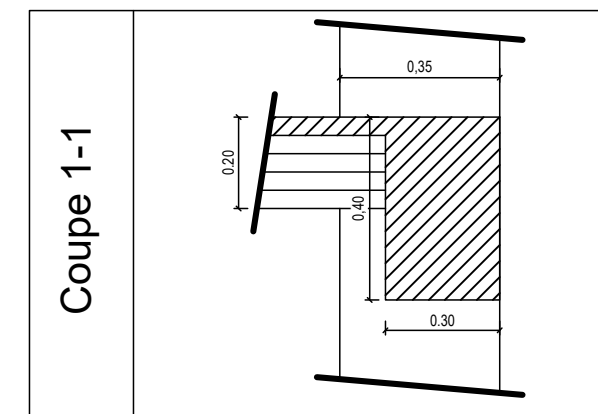
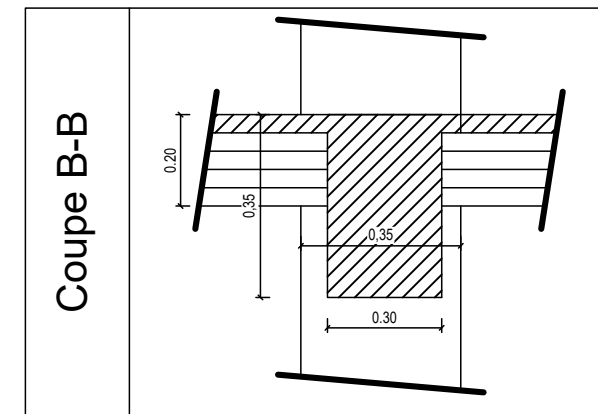
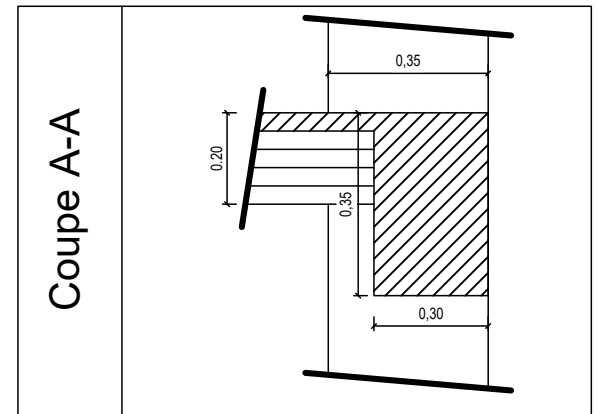
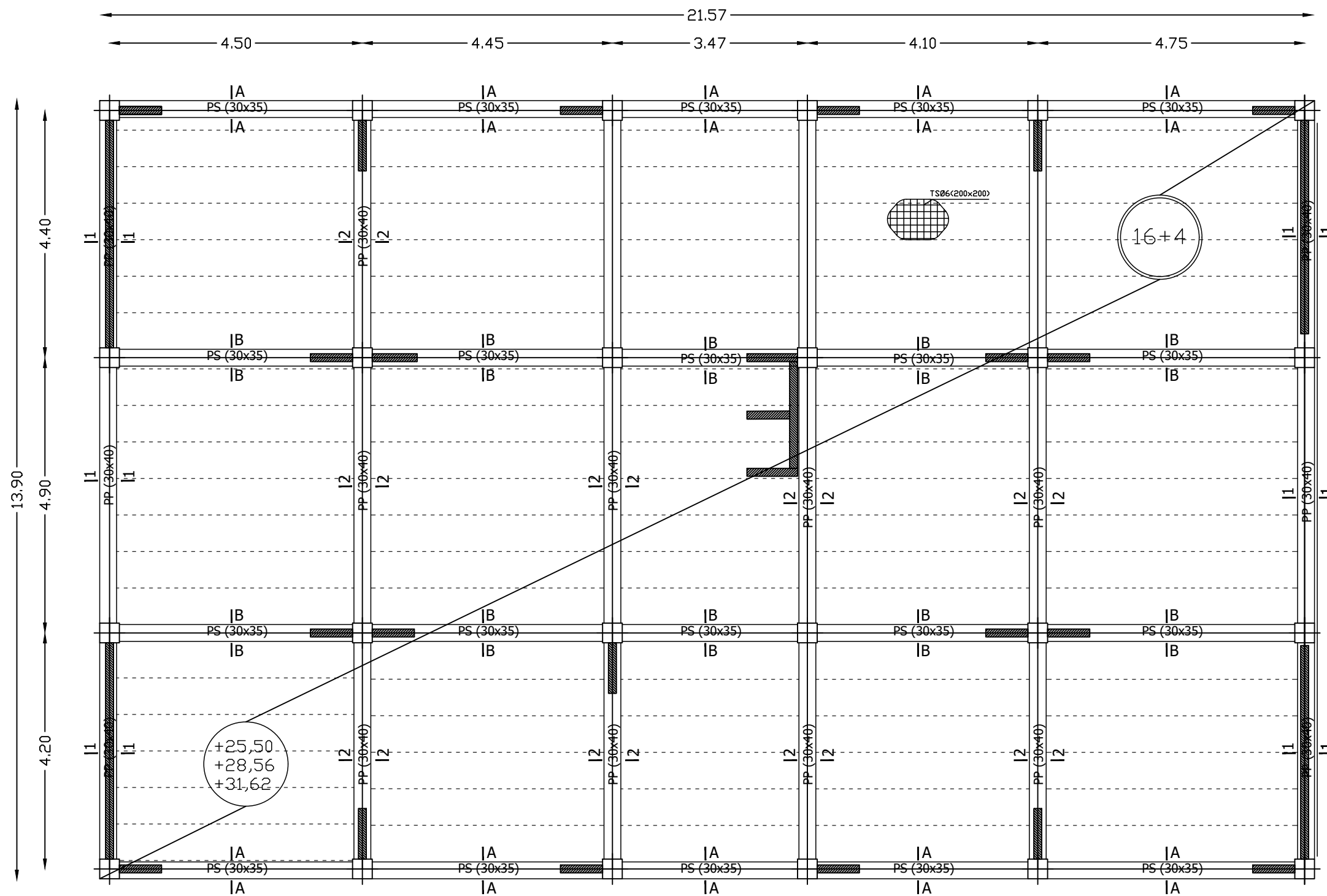
Poutres principales: (30x40) cm²



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mlle. MOUSSOUNI Fatma
Encadreur : Mr. ATLAOUI
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
Désignation : Plan de coffrage
Niveaux : +16,32 ; +19,38 ; +22,44



Poteaux : (35x35) cm²

Plancher : (16+4) cm

Poutres secondaires : (30x35) cm²

Poutres principales: (30x40) cm²



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Mlle. MOUSSOUNI Fatma
 Encadreur : Mr. ATLAOUI
 Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de coffrage
 Niveaux : +25,50 ; +28,56 ; +31,62