REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE 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 : Constructions civiles et industrielles (CCI).

Thème

Etude d'une structure RDC + 7 étages à usage d'habitation et commercial, contreventée par voiles, modélisée avec le logiciel ETABS

Présenté par :

M^elle.^ IOUENNOUGHENE Lydia

Devant le jury composé de :

Mme. AIT TALEB	**Maitre de conférences à l'UMMTO**	**Présidente**
Mr. Mani	**Maitre-assistant à l'UMMTO**	**Examinateur**
Mme. MOBAREK	**Maitre-assistante à l'UMMTO**	**Encadrante**

Année universitaire : 2024/2025

Remerciements

Toute notre gratitude et nos remerciements vont à Allah, Le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la volonté d'achever ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie **Madame MOBAREK Houria**, mon encadrante, pour son soutien constant, ses conseils judicieux et sa bienveillance tout au long de l'élaboration de ce projet.

Il nous est très agréable de remercier les **membres du jury** pour avoir aimablement accepté d'évaluer ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent également à **l'ensemble du corps enseignant** ainsi qu'aux **personnels de l'université** qui ont contribué à ma formation durant tout mon parcours.

Enfin, je souhaite exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont apporté leur aide, leur soutien et leurs encouragements.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

Dédicaces

Une chance m'a été donnée aujourd'hui pour rendre hommage aux personnes qui me sont chères et à qui je dois tant. À travers cette dédicace, j'espère pouvoir leur exprimer toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude.

Tout d'abord, je dédie ce travail à **ma très chère mère**, qui m'a toujours tout donné, avec amour, patience et sacrifices. Que Dieu la protège et lui accorde une longue vie, remplie de santé et de sérénité.

Je dédie également ce travail à :

- **Mes très chers frères**, pour leur présence et leur soutien.
- **Toute ma famille**, sans exception, du plus grand au plus petit, pour leur affection et leurs encouragements.
- **Mes amies**, en particulier celles de la promotion **Génie Civil – 2020**, pour les moments partagés et la solidarité.
- **Tous ceux qui m'ont soutenue**, de près ou de loin, par leurs pensées, leurs prières ou leur bienveillance.

Je suis profondément reconnaissante envers toutes les personnes qui ont été présentes à mes côtés tout au long de ce parcours, par leur soutien, leur bienveillance ou simplement leur présence.

Merci.

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 3

I.1. Introduction 3

I.2. Description de l'ouvrage 3

I.3. Éléments de l'ouvrage 4

I.4. Hypothèse de calcul 6

I.5. Les caractéristiques mécaniques des Matériaux 7

I.6. La réglementation utilisée 13

I. 7. Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1) 13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments 14

Introduction 14

II-1 Pré dimensionnement des éléments 14

II-2Détermination des charges et surcharges 19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires 30

III.1 Acrotère 30

III.2 Calcul des plancher 39

III.3 Calcul des escaliers 65

III.4. Calcul de la poutre palière 81

III.5 Poutre de chainage 90

III.6 Calcul de la dalle salle machine 97

Chapitre IV : Etude de contreventement 108

IV.1. Introduction 108

IV.2. Disposition des voiles 108

IV.3. Caractéristiques géométriques des voiles 109

IV.4. Caractéristiques géométriques des portiques : 110

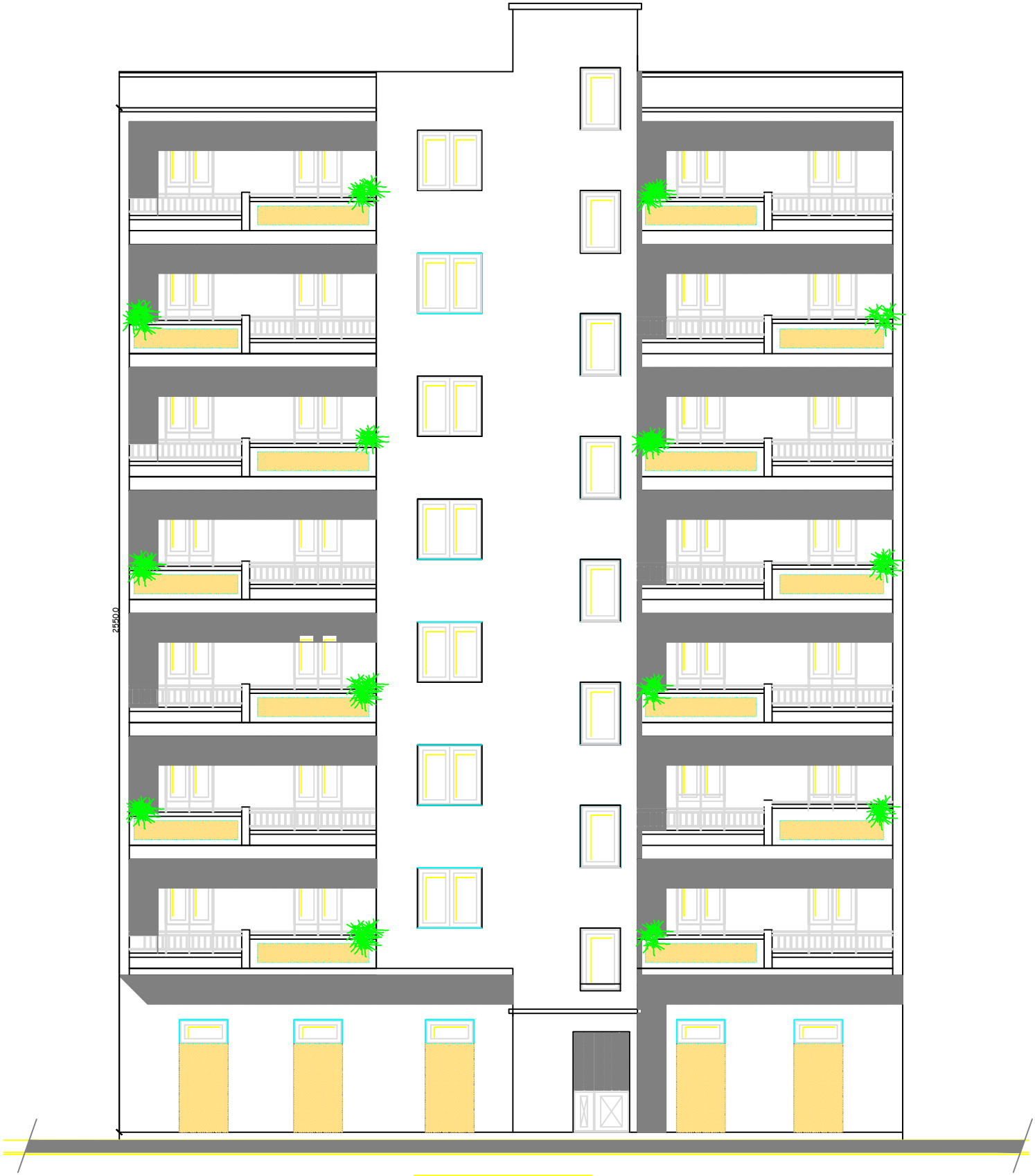
IV.5 Calcul des inerties fictives des portiques 115

IV.6. Calcul des déplacements des portiques au droit de chaque plancher 118

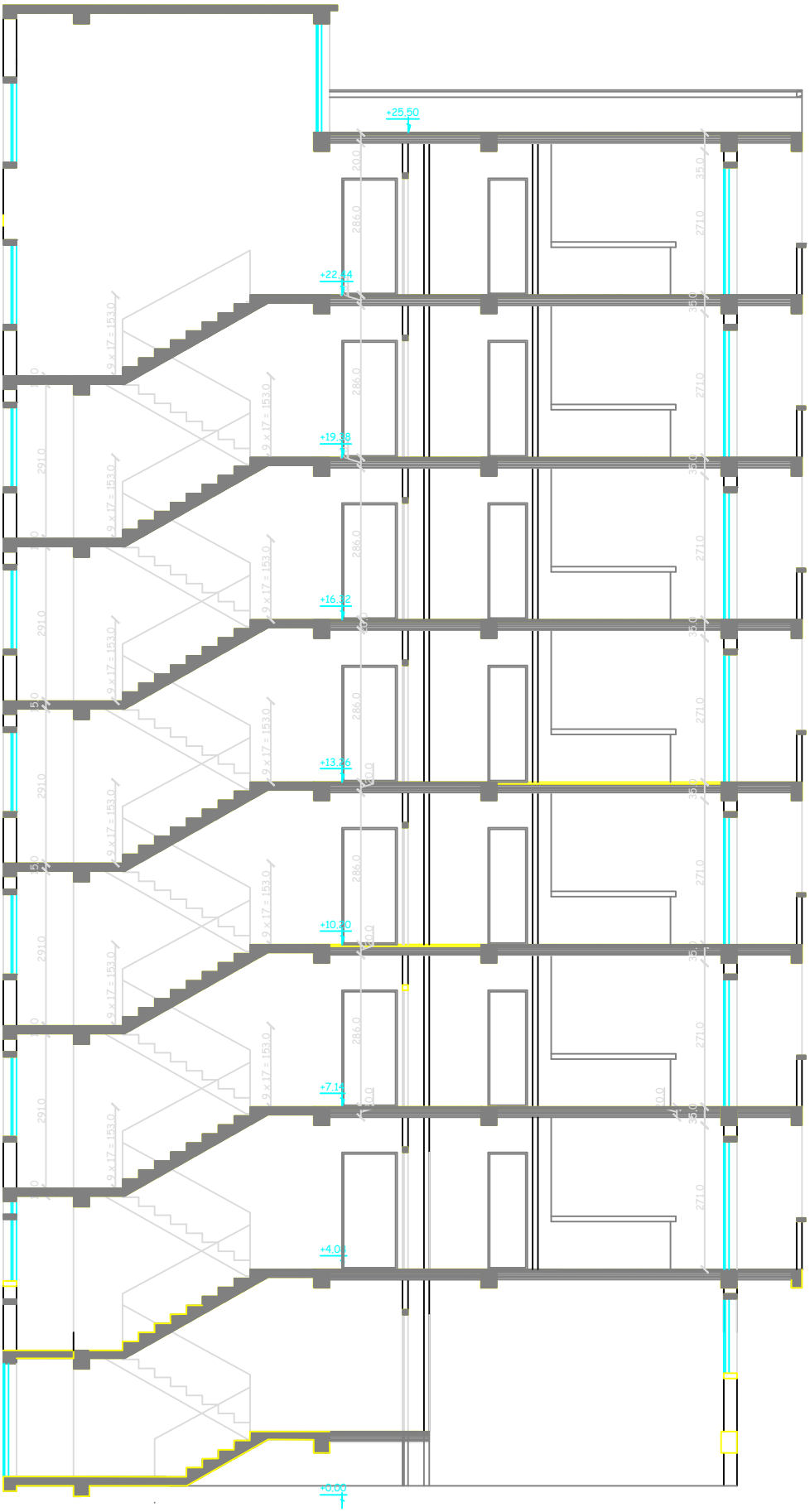
IV .7 Interprétation des résultats 121

Conclusion 121

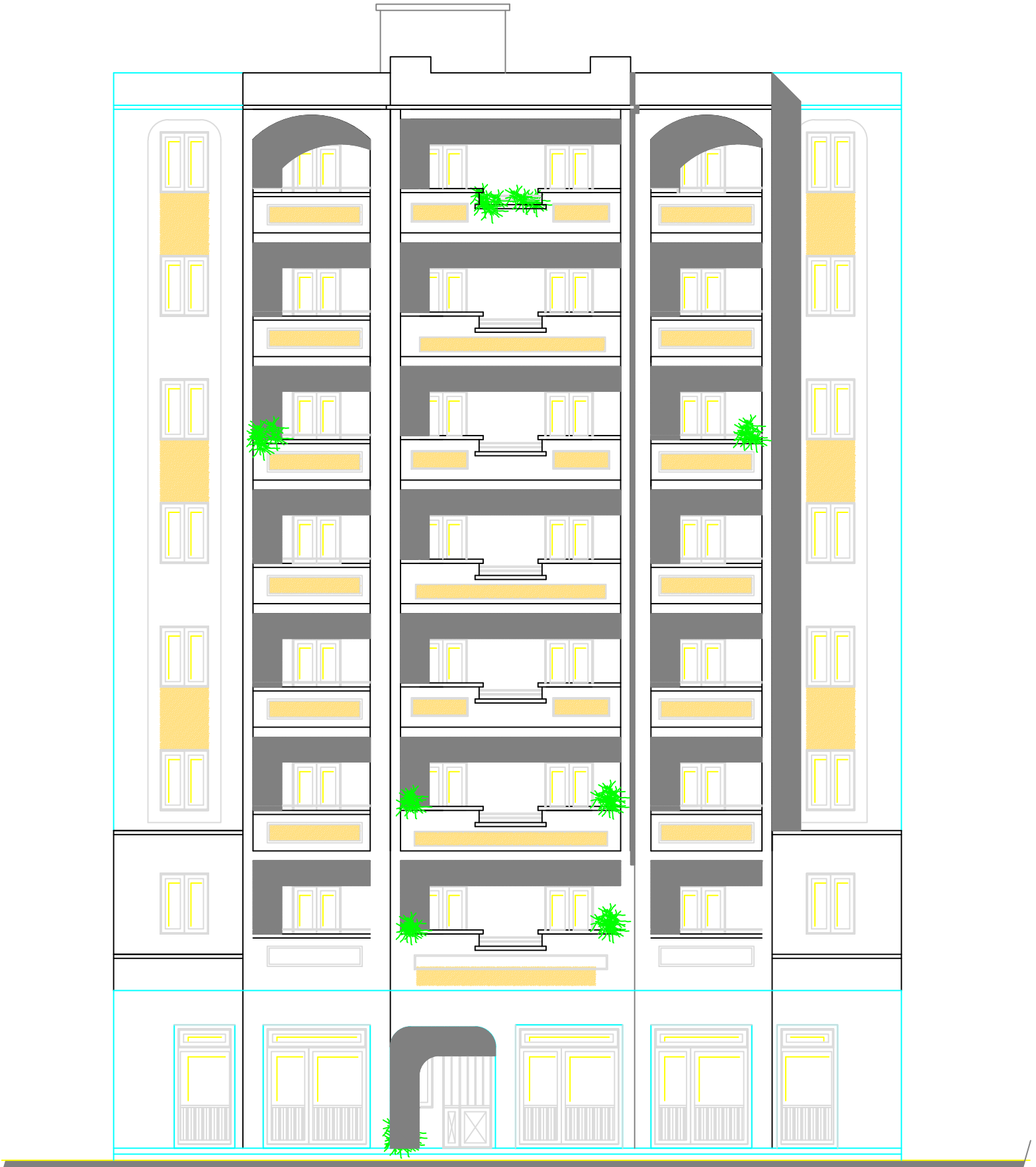
Chapitre V : Modélisation, vérifications et interprétation des résultats ... 122
V.1. Introduction 122
V.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System) 122
V.3. Méthode de calcul 124
V.4. Manuel d'installation et d'utilisation 125
VI.5. Vérification des exigences du RPA 148
Chapitre VI : Ferraillage des éléments principaux 166
VI.1. Ferraillage des poteaux 166
VI.2. Ferraillage des poutres 180
VI.3. Ferraillage des voiles 196
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 216
VII. 1. Introduction 216
VII. 2. Choix du type de fondation : 216
VII. 3. Étude du sol 217
VII .4 . Dimensionnement 217
VII.5. pré dimentionnement du radier 222
Conclusion générale 246



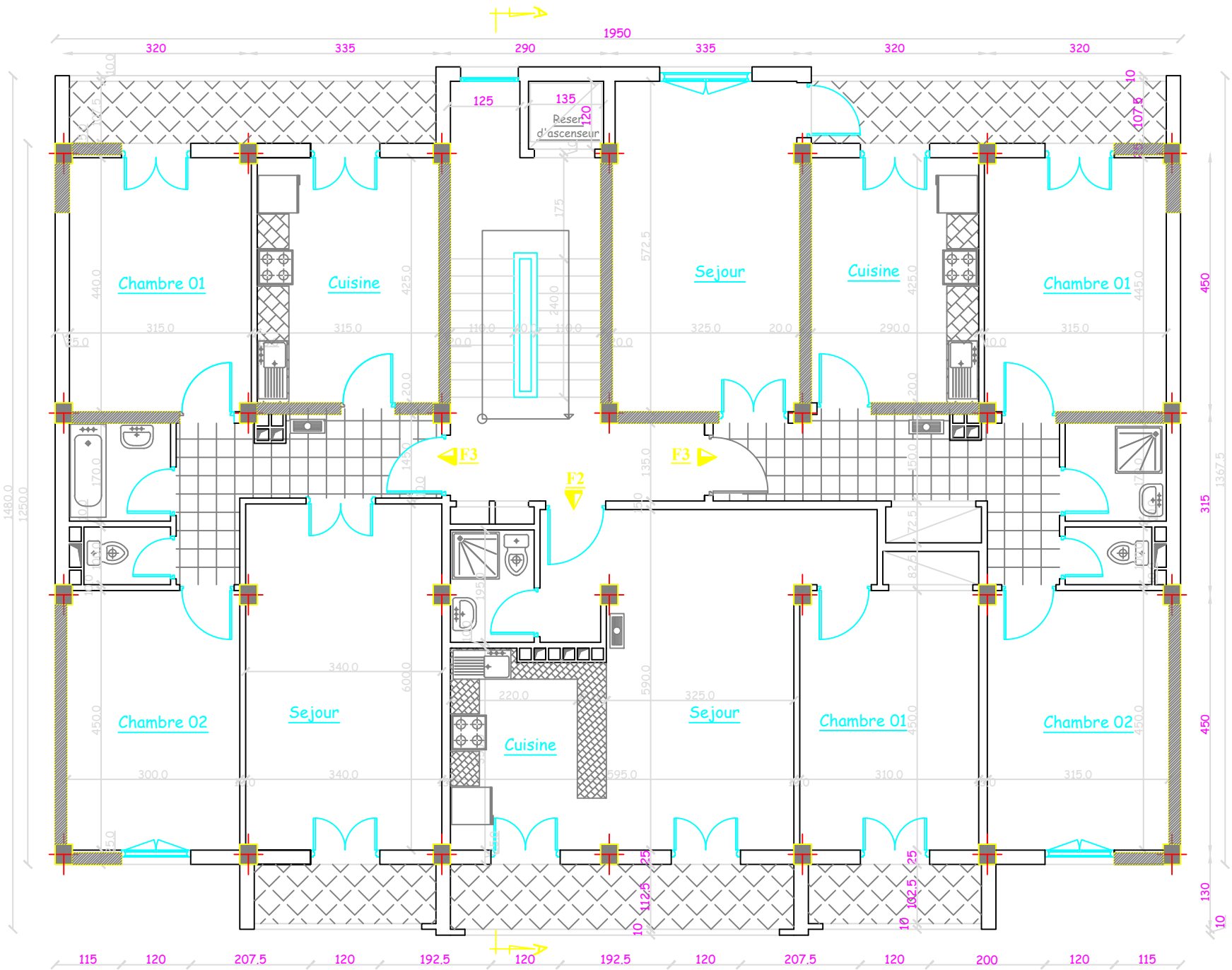
FACADE POSTERIEURE



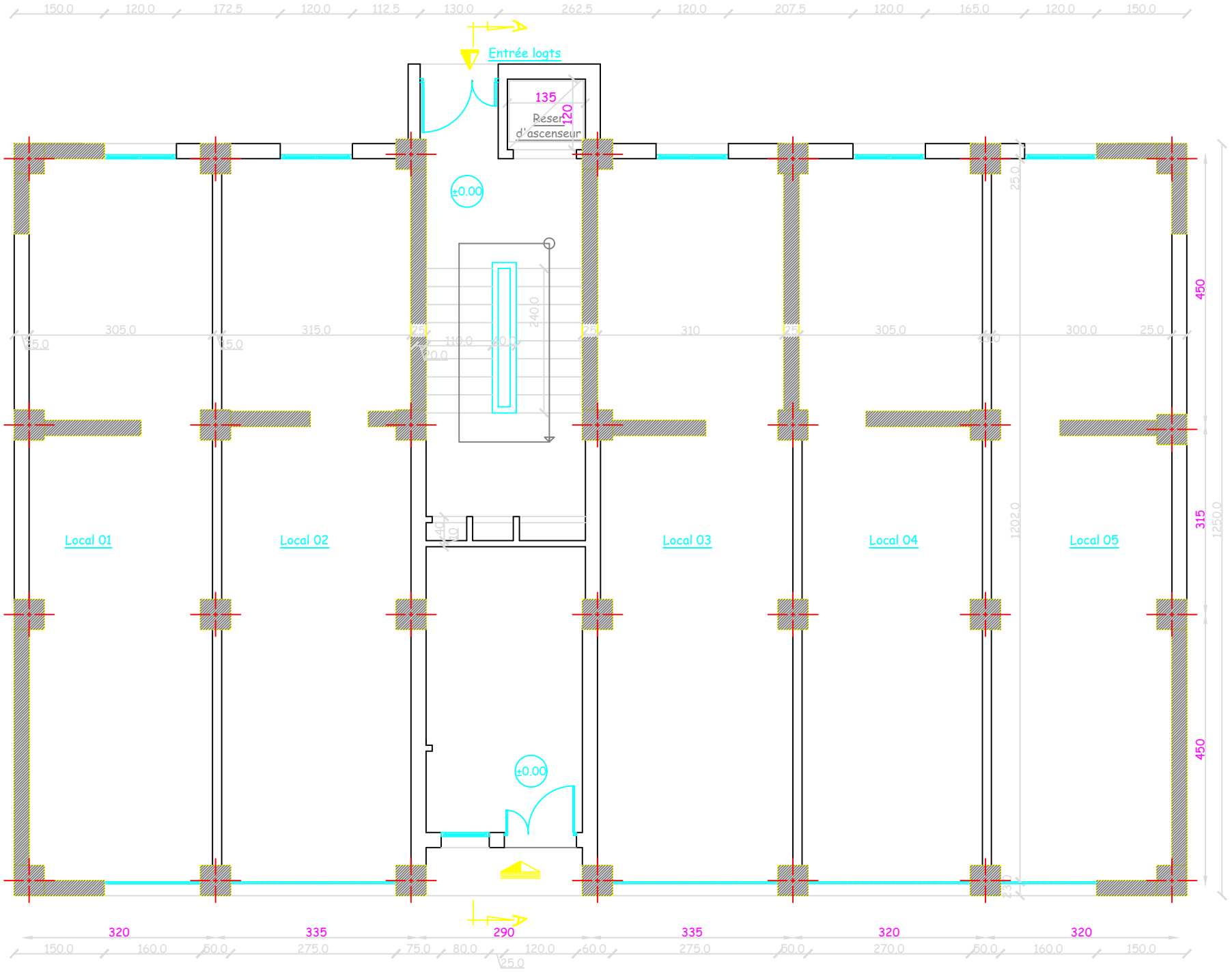
COUPE AA



FACADE PRINCIPALE



PLAN D'ETAGE COURANT


Entrée logts
135
Réserv
d'ascenseur
120
±0.00
240.0
Local 01
Local 02
Local 03
Local 04
Local 05
±0.00
450
315
450
1250.0
1202.0
320
335
290
335
320
320

PLAN DU R D C

Introduction générale

Le génie civil est un pilier essentiel du développement des sociétés. Il assure la planification, la conception et la réalisation d'ouvrages, des infrastructures de transport aux bâtiments. Face aux défis contemporains, comme l'urbanisation et les risques naturels, l'ingénieur civil doit combiner un savoir-faire théorique, une rigueur méthodologique et la maîtrise des outils numériques.

Cette approche est indispensable pour concevoir des structures durables, fonctionnelles et sécurisées, en répondant aux exigences techniques, économiques et réglementaires actuelles. Dans ce contexte, l'analyse des structures en béton armé, surtout sous sollicitations sismiques, demande une grande précision.

C'est le cas en Algérie, où le règlement parasismique RPA 2024 est en vigueur. Il ne s'agit pas seulement d'appliquer des normes, mais de comprendre les mécanismes qui régissent le comportement dynamique d'une structure lors d'un séisme. Cette compréhension approfondie des facteurs qui influencent la réponse du bâtiment est cruciale pour une conception plus robuste. C'est le sujet principal de notre projet de fin d'études.

Ce mémoire présente l'étude et l'analyse structurelle d'un bâtiment R+7 à usage mixte, avec un rez-de-chaussée commercial et sept étages d'habitation. Le bâtiment est situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, une zone de sismicité moyenne à élevée (Zone IV) selon le RPA 2024. Pour garantir la sécurité de l'ouvrage, nous respectons les normes algériennes : le RPA 2024, le CBA93 et le BAEL 91 modifié 99. Le projet se base sur des hypothèses de calcul précises, comme une contrainte de sol de 2 bars et un sol de fondation de type S2.

Les matériaux sont sélectionnés selon leurs caractéristiques mécaniques optimales : un béton de classe C25/30 (fc28=25MPa) et des aciers à haute adhérence (FeE400/500). L'étude prend aussi en compte les charges permanentes et d'exploitation définies par le DTR BC 2.2, ainsi que les hypothèses classiques des états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

L'approche aux états limites, en particulier, nous permet de vérifier la structure selon deux niveaux de performance : l'ELU garantit la stabilité et la résistance face aux charges extrêmes pour prévenir la ruine, tandis que l'ELS assure la durabilité, le confort et le bon fonctionnement de l'ouvrage sous des charges d'exploitation normales.

Pour mener à bien cette analyse, nous avons utilisé le logiciel ETABS, un outil avancé de modélisation et de calcul aux éléments finis, particulièrement adapté à l'étude de structures soumises à des actions sismiques. Grâce à lui, nous avons pu élaborer un modèle numérique réaliste, intégrer un spectre de réponse dynamique spécifique à la région étudiée, et simuler le comportement global du bâtiment dans des conditions de charges complexes.

Ce mémoire est structuré en plusieurs chapitres couvrant l'ensemble du processus de conception et de dimensionnement de la structure. Il débute par une présentation générale de l'ouvrage, de ses éléments constitutifs, des hypothèses de calcul adoptées, des matériaux utilisés ainsi que du cadre réglementaire.

Le deuxième chapitre traite du prédimensionnement des éléments porteurs ainsi que de la détermination des charges et surcharges appliquées à la structure.

Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires tels que l'acrotère, les planchers, les escaliers, la poutre palière, les poutres de chaînage et la dalle de la salle machine.

Le quatrième chapitre s'intéresse à l'étude du contreventement à travers l'analyse de la disposition des voiles et portiques, le calcul des inerties équivalentes, des déplacements et l'interprétation des résultats.

La modélisation globale de la structure, les vérifications réglementaires selon le RPA 2024 et l'analyse des résultats obtenus à l'aide du logiciel ETABS sont détaillées dans le cinquième chapitre.

Le sixième chapitre aborde le ferraillage des éléments porteurs principaux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles, conformément aux exigences normatives. Enfin, le septième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure, incluant le choix de type de fondation, l'analyse du sol, le dimensionnement ainsi que le ferraillage du radier. Ce découpage méthodique permet d'aborder progressivement toutes les étapes du projet, de la compréhension architecturale à la validation structurelle, garantissant ainsi la fiabilité, la sécurité et la conformité de l'ouvrage étudié.

Le travail s'achève par une conclusion générale où on synthétise l'ensemble des résultats obtenus.

Chapitre I

Présentation et description de l’ouvrage

I.1. Introduction

L'analyse des structures en génie civil, particulièrement sous l'effet des sollicitations sismiques, requiert une approche spécifique, d'autant plus avec la mise en œuvre du règlement parasismique algérien RPA version 2024. Il ne s'agit pas simplement d'appliquer des normes, mais de comprendre les facteurs influençant le comportement dynamique de la structure lors d'un séisme. Bien que le respect des dispositions constructives et des bonnes pratiques reste essentiel, il est important de prendre en compte les paramètres déterminants pour mieux prévoir la réponse sismique du bâtiment.

Le présent projet en étude concerne une structure R+7 à usage mixte (habitation et commercial), soumise aux normes du RPA 2024. Grâce à des outils comme ETABS, l'analyse de la réponse dynamique de la structure devient plus précise, permettant un dimensionnement optimisé pour garantir la sécurité des occupants face aux risques sismiques.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels, l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure (R+07) à usage d'habitation et commercial. Ce bâtiment est d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**), implanté dans la de commune Tizi Ouzou, wilaya TIZI OUZOU, classée selon le RPA version 2024 comme étant une zone de sismicité moyenne à élevée (**zone IV**).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 2}$ **bars** et le type de sol est un site ferme « **S2** ».

Cet ouvrage est composé de :

- Un RDC à usage commercial
- 07 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur ……L = 19,65 m.
- Largeur ……l = 12,60 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée ……h = 4.08 m.
- Hauteur d'étage courant ……h = 3.06 m.
- Hauteur totale ……h = 25,50 m.

I.3. Éléments de l'ouvrage

I.3.1. La superstructure

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

a) L'ossature

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

b) Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de :

- Supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- Assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un system complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment, à savoir :

- **Planchers en corps creux**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé. Les planchers en corps creux sont constitués :

De nervures : Appelées également poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles). La distance entre-axes des poutrelles varie de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.

Du remplissage en corps creux : Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Figure I.1 Schéma du plancher en corps creux

- **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur du 15 cm. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

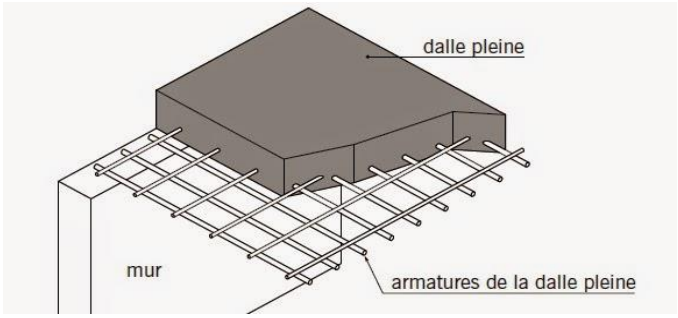


Figure I.2 : Dalle pleine.

c) <u>Les maçonneries</u>

On distingue deux (02) types :

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'aire de 5cm).
- **Les murs intérieurs :** ils sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

d) <u>Les escaliers</u>

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et deux volées avec un palier au niveau des étages.

e) Les revêtements

Ils sont en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

f) Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

g) Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

h) Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

1.3.2. L'infrastructure

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol qui en est liaison directe.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. Hypothèse de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91modifié 99** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA version 2024 et au DTR BC22 (charges et surcharges d'exploitation).

I.4.1. États limites ultimes (ELU)

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2. États limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

I.5. Les caractéristiques mécaniques des Matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

- **La résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (résistance caractéristique) notée fc28. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16x32).

Dans notre étude on prend fc28= 25MPA.

Pour j < 28 jours :

$$\begin{cases} fcj = \dfrac{j}{(4{,}76 + 0{,}83j)} \times fc28 & \text{pour } fc28 \leq 40MPa \text{ (BAEL91 modifié 99/A.2.1,11).} \\ fcj = \dfrac{j}{(1{,}40 + 0{,}95j)} \times fc28 & \text{pour } fc28 > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa (Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99)

Dans notre cas on a : $ft_{28} = 0,6 + 0,06\,(25) = 2,1$ MPa

- **Module de déformation longitudinale du béton**

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 :

- **Module de déformation longitudinale instantanée**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton Eij est :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{fcj}$ (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21)

Pour f_{cj}=25 MPa on aura : E_{ij}=32164.195 MPa

- **Le module de déformation longitudinale différée**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée.et à fin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{fcj}$

Pour f_{cj}=25 MPa on aura : E_{ij}=10818.86MPa. (BAEL91modifié99/Art A.2.1, 22)

- **Module de déformation transversale du béton**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$ (BAEL91modifié99/Art A.2.1 ,3)

Avec : $\begin{cases} E : \text{module de Young} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson du béton} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

- ν = 0.0 à l'ELU pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- ν = 0.2 à l'ELS pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

- **Notions d'états limites**

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (forces, moments, couples).

La théorie des états limites considère 2 états :

a) <u>État limite ultime</u>

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

<u>Diagramme de contrainte / déformation</u>

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

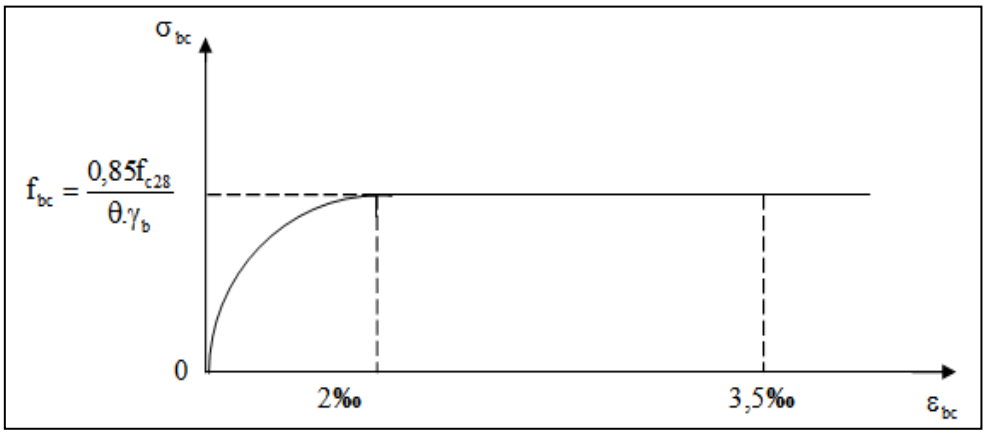


Figure I.3 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Où : $f_{bc}= \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ (BAEL91 modifié 99/Art A .4.3 ,41).

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_b = 1.2 & \text{en situation accidentelle (SA)} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable (SD)} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots t > 24\ h \\ \theta = 0,9 \ldots\ldots\ldots\ldots 1h \le t \le 24\ h \\ \theta = 0,85 \ldots\ldots\ldots\ldots t \le 1h \end{cases}$$

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entrainants une diminution de la résistance.

Pour f_{c28}=25MPa : f_{bc}= 14,167 MPa en SD.

f_{bc}=17,71 MPa en SA.

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{C28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28jours.

ε_{bc} : déformation de béton en compression (pour ε_{bc}<2% on applique la loi de Hooke qui dit :$\sigma_{bc}= \varepsilon_{bc}E$)

b) <u>L'état Limite de Service (ELS)</u>

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

On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (Flèche)

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.\ f_{c28}$ avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

Pour f_{c28}=25MPa $\Rightarrow$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa.

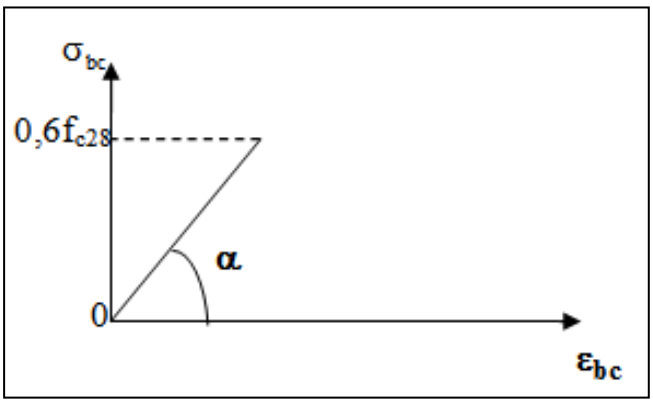


Figure I.4 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

- **Contrainte limite de cisaillement** **(**BAEL/Art A.5.1, 21)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

avec Vu : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisaillée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min(0{,}13 f_{c28}, 5)$ MPa pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0{,}10 f_{c28}, 4)$ MPa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.5.2. Les aciers

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence) :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec : Fe : limite d'élasticité.

- **Module de déformation longitudinale (E_a)**

Il est pris égal à : $E_a = 2.\ 10^5$ MPa (BAEL91modifié99, Art A.2.2,1)

- **Contrainte limite d'élasticité de l'acier**

À l'ELU : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (BAEL 91modifié99, Art A.2.1, 3)

Avec γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1{,}00 \rightarrow \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit :

$\begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les H.A} \\ \sigma_{st} = 204\text{MPa pour les R.L} \end{cases}$

À l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :** la contrainte n'est soumise à aucune limitation

  $\sigma_s \leq fe/\gamma s$ (BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32)

- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

  $\sigma_s \leq \min\left\{\frac{2}{3} fe, \max(0.5 fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}$ (BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33)

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

  $\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3} fe, \max(0.5 fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}$ (BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34)

Avec η : coefficient de fissuration

$\begin{cases} \eta = 1{,}0 \text{.....Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1{,}6 \text{.....Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$

- **Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99) :**

  Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

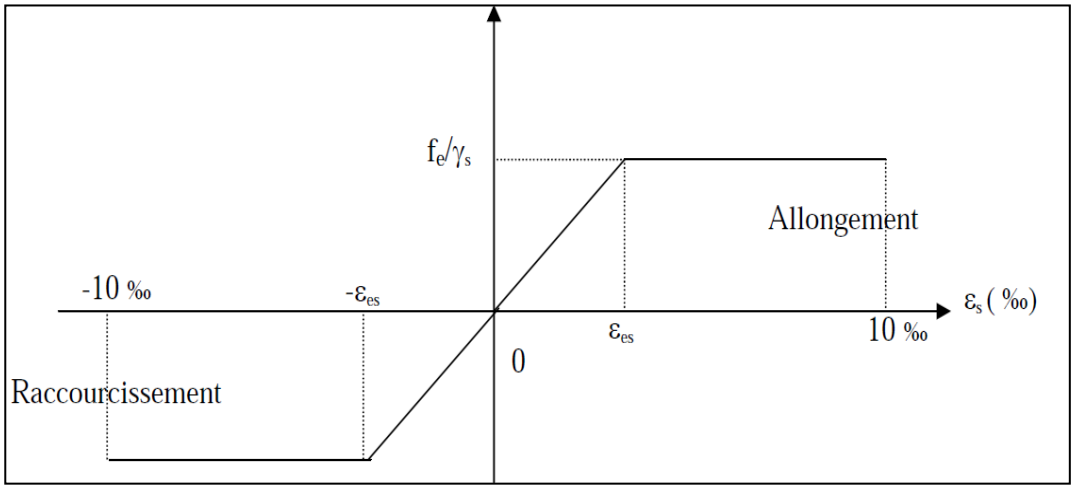


Figure. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec : **fe :** Limite d'élasticité

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

I.6. La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA version 2024.
- Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.

I. 7. Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1)

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

- c≥1 cm : si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- c≥3 cm : si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- c≥5 cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer…).

Conclusion :

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques Mécaniques et massiques qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de BAEL91modiffié99, et le règlement Parasismique Algérien (RPA2024).

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA version 2024 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II-1 Pré dimensionnement des éléments

II-1-1Les planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent a leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$ (Art B6.8.424/BAEL91)

Avec : ht : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux : min (b, h) ≥30 cm en zone IV.

Dans notre cas : L=335-30= 305cm

h_t=(305/22.5)= 13.55 cm. **Soit h_t=(16+4) cm = 20cm**

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Épaisseur du corps creux : **16cm.**
- Épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

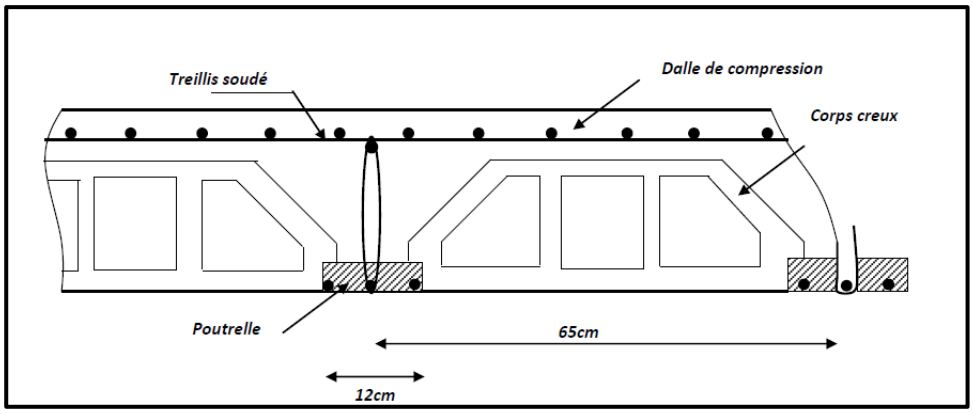


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

II-1-2 Les poutres

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

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

Hauteur « ht » : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL.91)

Largeur « b »: $0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$

Avec h : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

L_{max} : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} \mathbf{b \geq 25\ cm} \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

a) <u>Poutres principales</u>

Sachant que : L_{max} =450-30=420cm

$\frac{420}{15} \leq ht \leq \frac{420}{10} \rightarrow$28 cm$\leq ht \leq 42{,}0\ cm.$ On prend : **ht =35cm.**

Par conséquent, la largeur b sera : 0.4ht$\leq b \leq 0.7ht$

0.4x35$\leq b \leq 0.7x35 \rightarrow 14cm \leq b \leq$ 24.5 cm. On prend : **b=25cm.**

<u>Vérification des exigences de RPA version 2024 (Art 7.5.1)</u>

- b= 25 cm ≥ 25 cm → condition vérifiée.
- h= 35 cm≥ 30 cm → condition vérifiée.
- h_t / b = 35 / 25 = 1.4≤ 4 → condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc : **(b ×ht) = (25× 35) cm^2.**

b) <u>Poutres secondaires</u>

Sachant que L_{max} =335-30=305 cm

$\frac{305}{15} \leq ht \leq \frac{305}{10} \rightarrow$20,33 cm$\leq ht \leq 30{,}5\ cm.$ On prend : **ht =30cm.**

La largeur b est : 0.4ht$\leq b \leq 0.7ht$

0.4x30$\leq b \leq 0.7x30 \rightarrow 12\ cm \leq b \leq$ 21 cm. On prend : **b= 25cm.**

<u>Vérification des exigences de RPA version 2024(Art 7.5.1)</u>

- b= 25 cm ≥ 25 cm → condition vérifiée.
- h= 35 cm ≥ 30 cm → condition vérifiée.
- h_t / b = 30 / 25 = 1.2 ≤ 4 → condition vérifiée.

La section de la poutre secondaire est donc : **(b ×ht) = (25×30) cm^2.**

Conclusion :

Les conditions imposées par RPA version 2024 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- **Poutres principales :** **(25 ×35) cm^2**
- **Poutres secondaires :** **(25 ×30) cm^2**

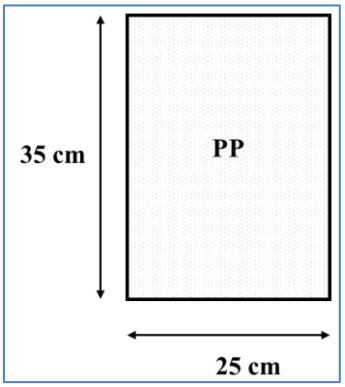


Figure II.2 Section des poutres principales (sens transversal)

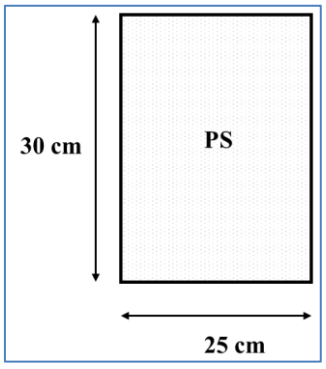


Figure II.3 Section des poutres secondaires (sens longitudinal)

II-1-3 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article7.7.1 du RPA version 2024. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA version 2024 article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4e$

Avec L et respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

D'après le **RPA version 2024**, **article 7.7.1 ;** le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante : **$Lw \geq \max \{he/3 ; 4bw ; 1m\}$**

avec **Lw :** la longueur minimale du voile.

L'épaisseur du voile (bw) :

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 :

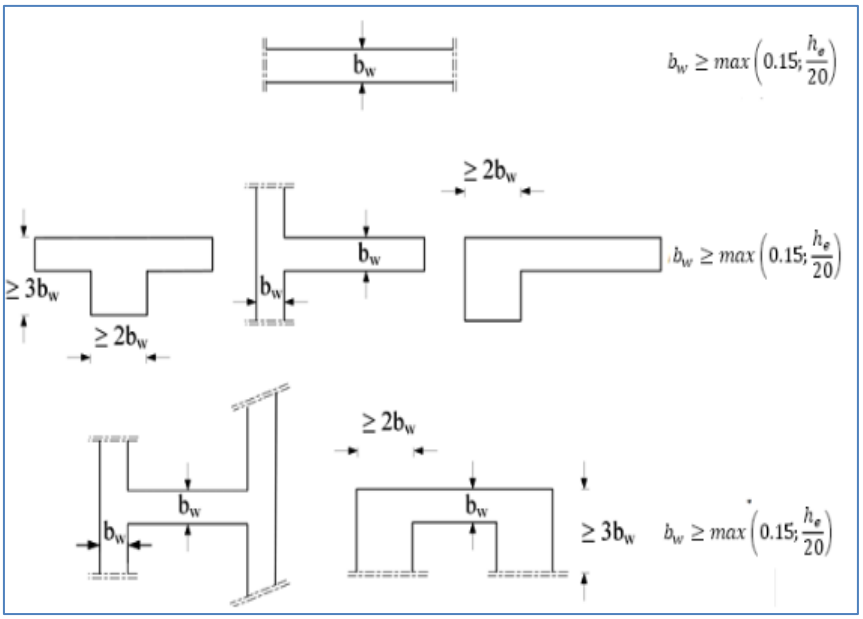


Figure II.4 : Epaisseur minimum des voiles selon la configuration

Avec : **L :** longueur du voile.

bw : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

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

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

- Pour le RDC : $h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388$ cm

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

bw ≥ max (15 cm ; 19,40 cm) ; On opte pour une épaisseur bw = 20 cm

- Pour les étages courants : $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286$ cm

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

bw ≥ max (15 cm ; 14,30 cm) ; On opte pour une épaisseur bw = 15 cm

Lw ≥ max $\{he/3$; 4bw ; 1m$\}$ ⟶ Lw ≥ max $\{388/3$; 4x20 ; 1m$\}$ ⟶ Lw≥ 1,29 m

Tous les voiles doivent avoir une longueur Lw telle que : **Lw ≥ 129 cm**

II-2Détermination des charges et surcharges

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G:** Charges permanentes ; **Q:** Surcharges d'exploitation.

II-2-1 Charges permanentes

II-2-1-1Les Planchers

a) Plancher terrasse en corps creux

Tableau II.1 Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Couche de gravier	0.05	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.10
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
			G total =	**5.24 KN/m2**

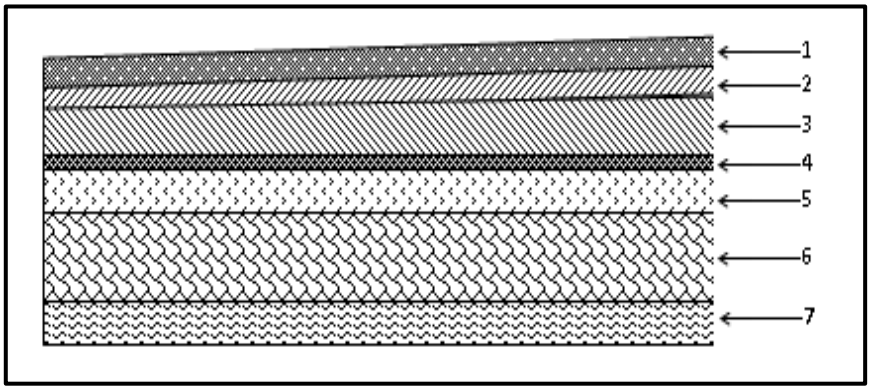


Figure II.4 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher d'étage courant

Tableau II.2Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/ m2)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
3	Mortier de pose	0,02	20	0.40
4	Couche de sable	0,03	18	0.54
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
			G total =	**5.24KN/ m2**

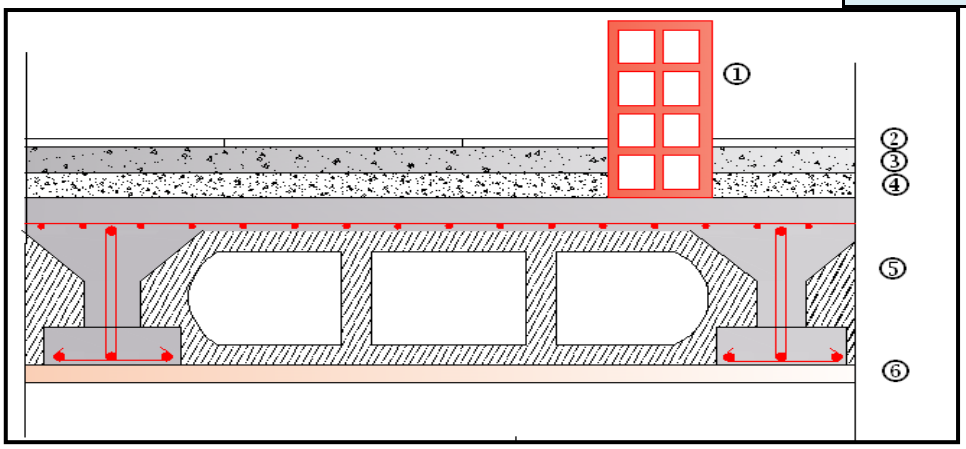


Figure II.5Coupe transversale du plancher courant

II-2-1-2 Maçonneries

a) Mur extérieur

Tableau II.3Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charge (KN /m2)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			G total =	**2.36KN /m2**

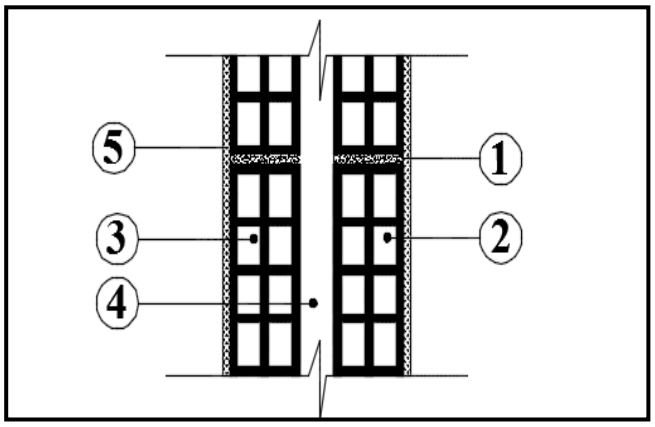


Figure II.6Coupe transversale d'un mur extérieur

b) Mur intérieur

Tableau II.4Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m2)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		G total =	**1,3KN/m2**

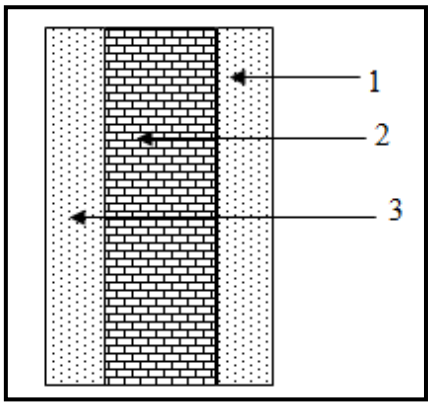


Figure II.7 Coupe transversale du mur verticale

II-2-1-3Dalle pleine

Tableau II.5 Charge permanente de la dalle pleine

N0	Éléments	Épaisseur (m)	ρ(KN/m3)	G (KN/m2)
01	Cloisons intérieurs	0.14	/	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		G total =		**6.59 KN/m2**

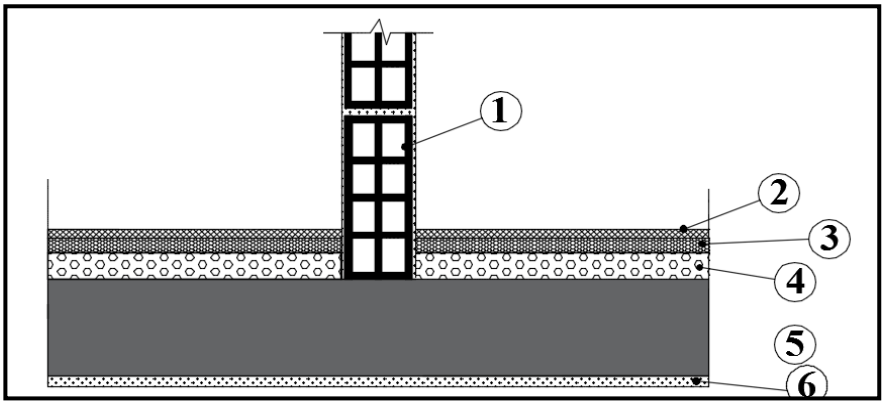


Figure II.8 Coupe transversale de la dalle pleine

II-2-1-4 Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre: G= ρ×S×1ml

G = 25 × 0.1× 1ml = **2.5 KN/ml**

II.2.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)…….... Q = 1,00 KN/m^2.
- Planchers étages courants à usage d'habitation… Q = 1,50 KN/m^2.
- Plancher RDC à usage commercial ……. Q = 2,50 KN/m^2.
- L'escalier…….…. Q = 2,50 KN/m^2.
- Balcons…….. Q = 3,50 KN/m^2.
- L'acrotère…….. Q = 1,00 KN/m^2.

II-2-3Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$S \geq \frac{Ns}{0.3fc28}$ (art 7.4.3.1.RPA version 2024)

Avec: Ns = G+Q

Ns : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S: section des poteaux.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton

Descente des charges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu' aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) ; appelée surface d'influence.

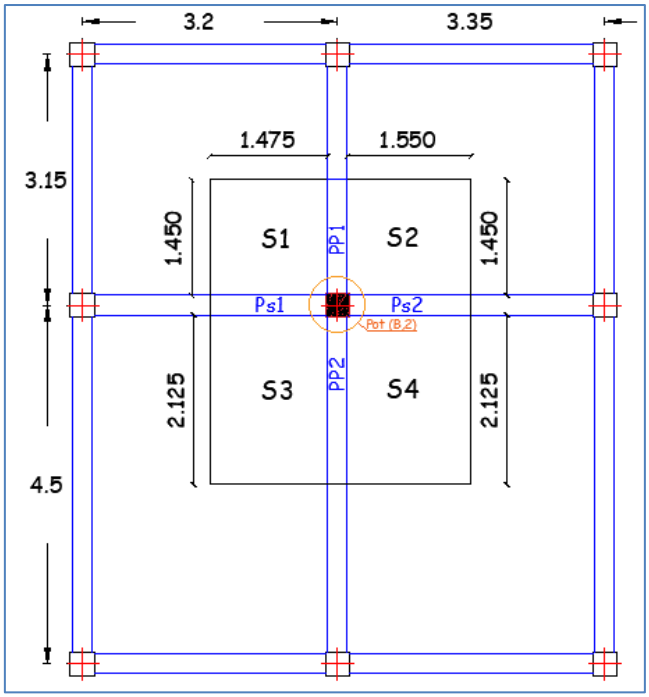


Figure 9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (B2).

Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Dans notre cas on a

S1 = 1.475 x 1.450 = 2.14 m^2

S2 = 1.550 x 1.450 = 2.25 m^2

S3 = 1.475 x 2.125 = 3.13 m^2

S4 = 1.550 x 2.125 = 3.29 m^2

La section nette :S_n= (2.14 + 2.25 + 3.13 + 3.29) =**10.81 m²**

La section brute :S_b= (1.475+ 0.25+ 1.550) × (2.125+ 0.25 +1.450) =(3.275 x 3.825) =**12.53m²**

a) Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher : **P = G×S**

Plancher terrasse : P = 5.24×10.81= 56.753 KN

Plancher d'étage courante : P= 5,24×10.81= 56.753KN

b) poids des poutres

Poutre principale : Ppp=(0.25x0.35x25)× (2.125+1.450)=7.820KN

Avec : $\rho = 25\ KN/m^2$

Poutre secondaire : Pps= (0.25x0.3x25)×(1.475+1.550)=5.672 KN

D'ou le poids total P= 7.820 + 5.672= 13.492 KN

c) Poids des poteaux

Poteau des étages courants : Gp=25 × 0.30×0.30 × 3.06 =6.885 KN

Poteau du RDC : GP=25 × 0.30×0.30 × 4.08 = 9.180KN

d) Surcharges d'exploitation

Plancher terrasse : Q×S= 1x12.53=12.53KN

Plancher des étages courants : Q=1.5x12.53=18.80KN

Plancher RDC: Q = 2.5×12.53= 31.33 KN

e) Loi de dégression de charges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée n ≥ 5, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

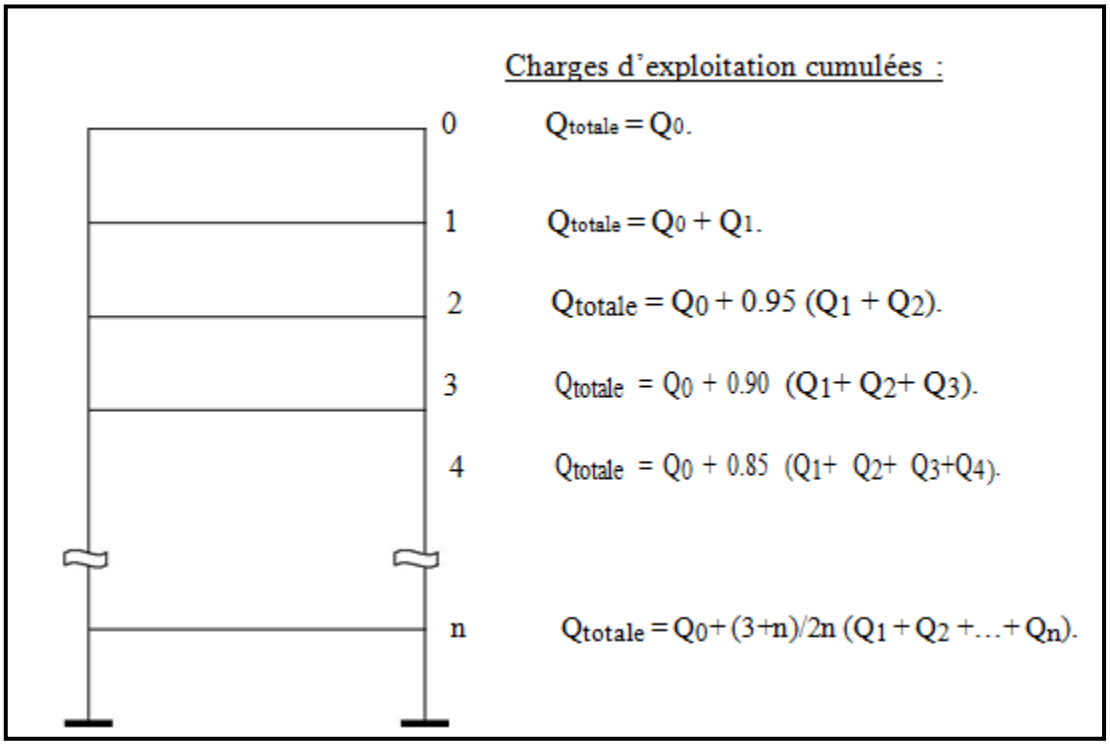


Figure II.10 Dégression des charges

Pour n ≥ 5 :

$$\Sigma_n = \boldsymbol{Q_0} + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^{i=n} \boldsymbol{Q_n}$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0 ,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

Les surcharges cumulées :

7ème: Q0

6ème: Q0 +Q1

5ème: Q0+ 0 ,95 (Q1 + Q2)

4ème: Q0 + 0 ,90 (Q1 + Q2 + Q3)

3ème: Q0 + 0 ,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)

2ème: Q0 + 0 ,80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)

1er: Q0 + 0 ,75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)

RDC : Q0 + 0 ,714 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)

Application numérique :

7ème : 12.53 KN

6ème étage : 12.53+18.80 = 31.33 KN

5ème étage : 12.53+0.95 (2×18.80) = 48.25KN

4ème étage : 12.53+0.9 (3×18.80) =63.29KN

3ème étage : 12.53 + 0.85 (4×18.80) = 76.45 KN

2ème étage : 12.53 +0,8 (5×18.80) = 87.73KN

1er étage : 12.53+0,75 (6×18.80) = 97.13KN

RDC: 12.53 + 0,714 [(6×18.80)+31.33] = 115.439 KN

Tableau II.7Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm^2)	Lmin (cm)	**S adoptée (cm^2)**
ÉTAGE 7	56,753	6,885	13,492	77,13	77,13	12,53	89,66	59,77	7,73	**30×30**
ÉTAGE 6	56,753	6,885	13,492	77,13	154,26	31,33	185,59	123,73	11,12	**30×30**
ÉTAGE 5	56,753	6,885	13,492	77,13	231,39	48,25	279,64	186,43	13,65	**35×35**
ÉTAGE 4	56,753	6,885	13,492	77,13	308,52	63,29	371,81	247,87	15,74	**35×35**
ÉTAGE 3	56,753	6,885	13,492	77,13	385,65	76,45	462,10	308,07	17,55	**40×40**
ÉTAGE 2	56,753	6,885	13,492	77,13	462,78	87,73	550,51	367,01	19,16	**40×40**
ÉTAGE 1	56,753	6,885	13,492	77,13	539,91	97,13	637,04	424,69	20,61	**45×45**
RDC	56,753	9,180	13,492	79,43	619,34	115,439	734,77	489,85	22,13	**45×45**

f) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Min (b_1, h1) ≥ 30 cm. →En zone IV. Art(7.4.1)
- Min (b_1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Vérification pour les poteaux (35×35) :

- Min (35 ; 35) = 35cm ≥ 30 cm……. Condition vérifiée
- Min (35 ; 35) = 35cm ≥ he/20 = 408 / 20 = 20,4 cm..…… Condition vérifiée
- 35/35 = 1 → 1/4< 1 < 4 ...…… Condition vérifiée

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

g) Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

l_0 : hauteur libre du poteau

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7l_0\frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.8 Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux (cm^2)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ $\times 10^{-2}$ (m^4)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \times$ 10^{-2} (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(30×30)	67500,00	8,660	3,06	2,14	**24,71**	Condition vérifiée
(35×35)	125052,08	10,104	3,06	2,14	**21,18**	Condition vérifiée
(40×40)	213333,33	11,547	3,06	2,14	**18,53**	Condition vérifiée
(45×45)	341718,75	12,990	3,06	2,14	**16,47**	Condition vérifiée
(45×45)	341718,75	12,990	4,08	2,86	**22,02**	Condition vérifiée

Conclusion :

- ✓ Poutres principales : (25 x 35) cm2.
- ✓ Poutres secondaires : (25 x 30) cm2.
- ✓ Epaisseur des voiles : 20cm
- ✓ Epaisseur plancher en corps creux : 16+4 = 20cm
- ✓ Epaisseur de la dalle pleine : 15cm
- ✓ Sections adoptées pour les poteaux :

♣ RDC et 1er étage : 45x45

♣ 2éme et 3éme étage : 40x40

♣ 4éme et 5éme étage : 35x35

♣ 6éme et 7éme étage : 30x30

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

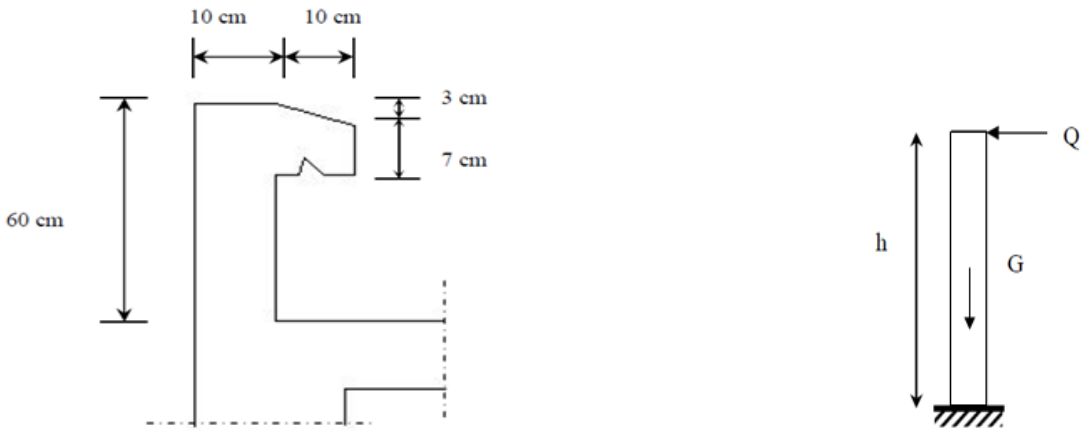


Figure III.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

A) Evaluation des sollicitations

a) *Inventaire des charges*

➢ **Chargement :**

- **Charge permanente « G » :**

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

G=25 $\left[\frac{0,03\times0,1}{2}+0,07\ \times 0,1+0,1\times 0,6\right]$=1,7125 [KN/ ml]

- **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

Q=1 [KN/ml].

b) *Vérification de l'acrotère au séisme* (Art 6.2.3 / RPA 2024)

D'après le RPA 2024, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

Fpk = (A.I.S).Cp.(1+3.$\frac{hz}{H}$).Wp

Avec :

• **Fpk:** force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

• **A** : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) du RPA2024

A = 0.20 (Zone IV, groupe d'usage 2)

• **I** : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10)) du RPA2024

I=1

• **S** : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)) du RPA2024

S=1.20

• **Cp** : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1)) du RPA2024

C_p = 0.8

• **Wp** : Poids de l'élément considéré

w_p = 1.7125KN/ml

• **H** : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

H=25.5m

• **hz** : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

hz=25.5m

Donc :

$\mathbf{F_{pk}}$ = (0.20 x1 x1.20) x0.8 x (1+ 3 x$\frac{25.5}{25.5}$) x1.7125 = 1.3152 KN/ml > Q = 1 KN/ml.

La condition n'est pas vérifiée et l'acrotère étant déjà calculé avec un effort horizontal Q=1 KN/ml qui est inférieur à la force sismique, donc le calcul au séisme est nécessaire.

c) *Les efforts internes*

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.7125$ KN
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q.1ml = 1,3KN$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T.H = 1,3 \times 0.6 \times 1 = 0.78$ KN.m.

➢ ***Diagramme des efforts interne***

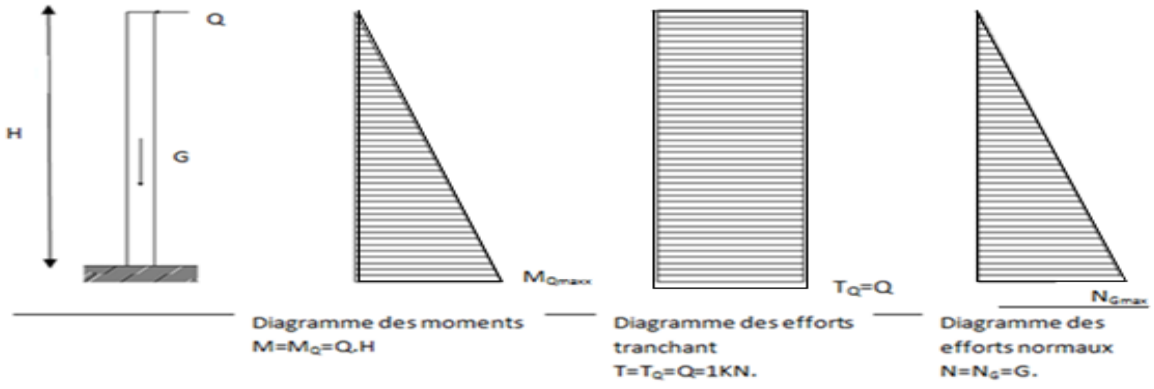


Figure III.2 Schématisation des efforts internes

III.1.3 Les Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL)

III.1.3.1 à l'état limite ultime (ELU)

➢ **Effort normal**

$$\boldsymbol{N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q} \rightarrow \; N_U = 1,35 \times 1,7125$$

$$\boldsymbol{N_u = 2,312\ [KN].}$$

➢ **Moment de renversement**

$$\boldsymbol{MU = 1,35MG + 1,5MQ} \rightarrow MU = 1,5 \times 0,78$$

$$M_U = \boldsymbol{1,17\ [KN.m]}$$

- **Effort tranchant**

$$\mathbf{T_U=1{,}5 \times T_Q \rightarrow} \quad T_U = \mathbf{1,5 \times 1,3}$$

$$T_U = \mathbf{1,95[KN]}$$

III.1.3.2 à l'état limite de service (ELS)

- **Effort normal**

$$\boldsymbol{N_S = N_G + N_Q} \rightarrow N_S = 1{,}7125 + 0$$

$$N_S = \mathbf{1,7125[KN]}$$

- **Moment de renversement**

$$\boldsymbol{M_S = M_G + M_Q} \quad \rightarrow \quad M_S = 0 + 0{,}78$$

$$M_S = \mathbf{0,78[KN.m]}$$

- **Effort tranchant :**

$$\boldsymbol{T_S = T_Q} \rightarrow T_S = \mathbf{1,3[KN]}$$

III.1.4 Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur H = 10 cm et de largeur B = 100 cm, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M.

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige…etc.).

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

- **Calcul des armatures à l'ELU**

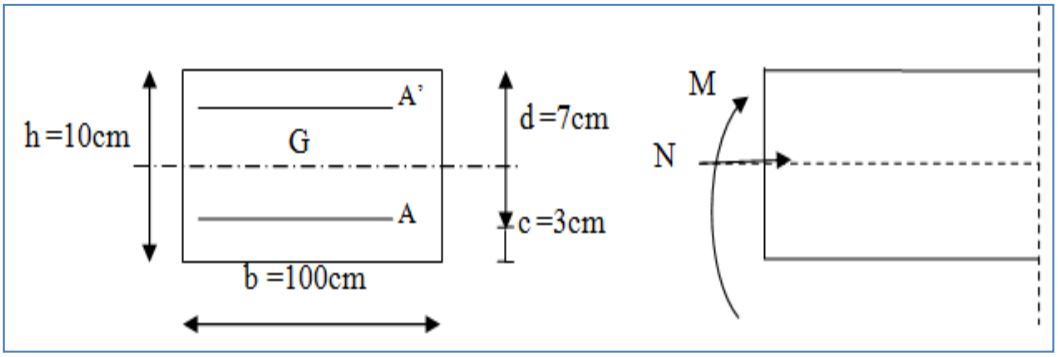


Figure III.3 La section de l'acrotère

Le ferraillage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « h=10cm » et de largeur « b=100cm », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u, puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_S.

III.1.4.1 calcul a l'ELU :

- **Position de l'axe neutre :**
  - **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U}$$

Avec :

M_U : moment dû à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,17}{2.312} = 50,6cm > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC.**

Donc L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f, qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f, puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

- **Calcul de la section d'armature en flexion simple**
  - **Moment fictif M_f :**

$M_f = N_u .g$ avec $g = e_u + (h/2 - c')$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

Donc : $M_f = N_u \left[e_u + (\frac{h}{2} - c') \right]$

M_f=2.312[0.506 + (0.05 -0.03)] = 1,22 KN.m

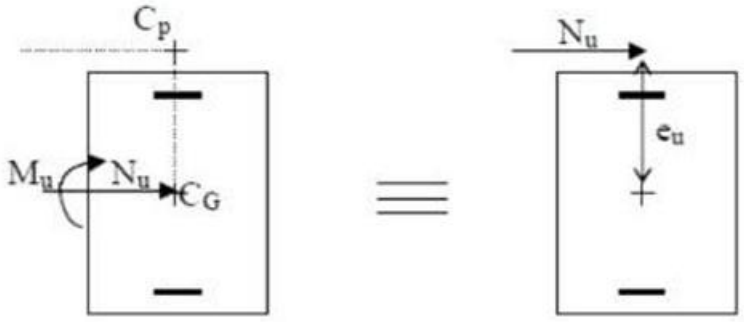


Figure III.4. Section rectangulaire soumise à la flexion composée

➢ **Armature fictives (flexion simple)**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1{,}22 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14{,}2} = 0{,}0175$$

μ_b= 0.0176 <μ_l = 0.392 → la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires →A_{sc}= 0

On prend μ_b =0.018 →β=0.991 (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \; avec: \; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348MPa$$

$$A_{stf} = \frac{1{,}22 \times 10^3}{0{,}991 \times 7 \times 348} = 0.505cm^2$$

- **Calcul de la section en flexion composée**

➢ **Armature réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.505 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.439cm^2$$

A_{st}=0.439cm^2.

III.1.4.2 vérifications a L'ELU :

a) Condition de non-fragilité du béton **(BAEL91/ Art 4.2.1)**

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

$$A \geq A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} \times \left[\frac{e_S - (0{,}455 \times d)}{e_S - (0{,}185 \times d)}\right]$$

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0{,}78}{1{,}7125} = 0{,}455m = 46cm$$

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

D'où : $A_{min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 7 \times 2{,}1}{400}\left[\frac{46-(0{,}455\times 7)}{46-(0{,}185\times 7)}\right]^1 = 0{,}81$

- **Armatures principales :**

$$A_{st} = 0{,}439\ [cm^2]$$

$$A_{min} = 0{,}81\ [cm^2]$$

$\mathbf{A_{min} = 0,81[cm^2] \geq A_{st} = 0,439[cm^2]}$ **→A=max (A_st; A_min)**

La condition de non-fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

A_s=A_{min}=0,81 cm²

La section d'acier est :

$A_{adoptée}$= 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement : $\mathbf{S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2{,}01}{4} = \mathbf{0,5}\ [\mathbf{cm^2}]$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement :$\mathbf{S_t = 20[cm]}$

- **Vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales :

$\mathbf{S_t = 25\ [cm] < \min\{3h; 33[cm]\} = 30[cm]}$ → **Condition vérifiée.**

Armatures de répartitions :

$\mathbf{S_t = 20\ [cm] < \min\{4h; 45[cm]\} = 40[cm]}$ **→Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3.333\,MPa$

$V_u = 1.5 \times Q = 1.95$ KN avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$\tau_u = \frac{1.95 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.28MPa \leq \bar{\tau}$ = 3.33MPa Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) <u>Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]</u>

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa.

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$f_{t28} = 2.1$MPa

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum u_i} = \frac{1.95 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.31 MPa.$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048$cm.

$\tau_{se} = 0.31$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa $\rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c) <u>Ancrages des barres aux appuis</u> [A.6.1, 23/BAEL 91]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$l_s = \frac{\varphi f e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17cm$ Avec:

- $\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa.
- $f_e = 400$MPa
- $\Psi_s = 1.5$ (HA)

D'après le BAEL 91[Art .6.1, 22], la longueur

$l_s = 35\phi = 35 \times 0{,}8 = 28$cm avec $f_{c28} = 25$ MPa

Donc : on opte à $l_s = 30$cm

III.1.4.3 Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **<u>Vérification des contraintes dans l'acier</u>**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.63 MPa$$

Avec $\eta = 1{,}6$ **(**pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm)

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.78 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 60{,}55MPa$$

$\sigma_s = 60{,}55MPa \prec \overline{\sigma}_s = 201.63MPa$ → **Condition vérifiée**

➢ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15MPa$

$$\sigma_{b_c} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{60{,}55}{44.17} = 1.37MPa$$

$\sigma_{b_c} = 1.37MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$ → **Condition vérifiée**

Conclusion :

Ferraillage adopté :

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 3HA8 avec un espacement de 20cm.

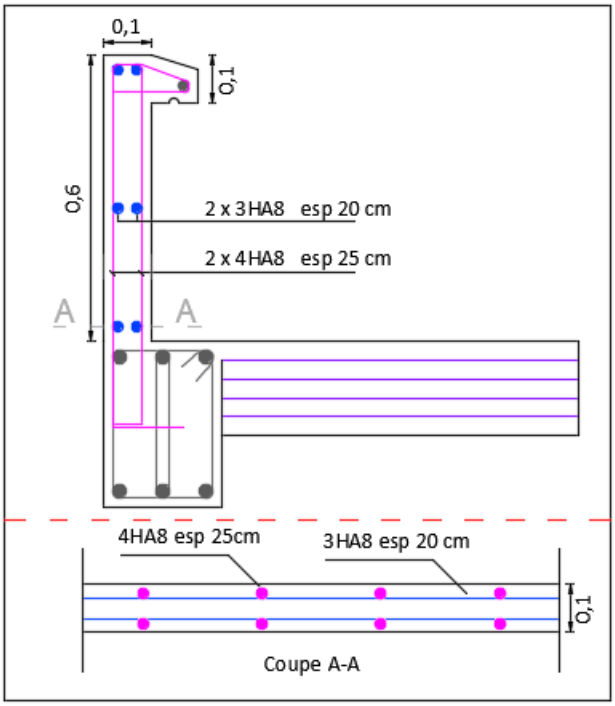


Figure III.5 Schéma de ferraillage de l'acrotère

III.2 Calcul des plancher

Plancher en corps creux

III.2.1 Introduction

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour un type de planchers (plancher à usage d'habitation)

III.2.2 Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de 4 **cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, Φ≤6 mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91(art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres ⊥ aux poutrelles.

Le ferraillage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 cm^2$; avec un espacement de 15 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 cm^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7\ cm^2$; avec un espacement de 15 cm.

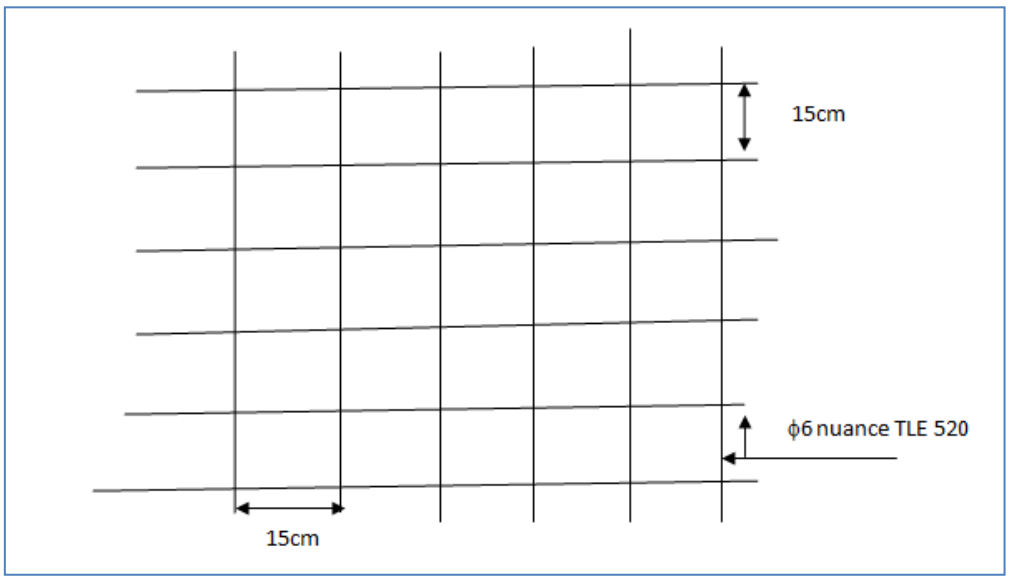


Figure III.6 Treillis soudées de 15 x15 cm

III.2.3 Calcul de la poutrelle

Calcul de la poutrelle (nervures)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section est en Té, la distance entre axe est de 65 cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcul ce fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

1ére étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 KN/ml$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 KN/ml$

Avec : l = 65cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$KN/ml

Surcharge due à l'ouvrier : Q = 1KN/ml.

III.2.4 Calcul à L'ELU

Combinaison de charges

q_u = 1.35G +1.5Q

q_u= 1.35 (0.74) + 1.50 (0.65) = 2.499KN/ml

Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.499 \times (3.35)^2}{8} = 3.50 KN.ml$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.499 \times 3.35}{2} = 4.186 KN$$

Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage c = 2cm

La hauteur d = h - 2 = 4 - 2 = 2cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.50 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.13 >> 0.392 \Rightarrow$$ Section doublement armée **(SDA)**

Avec :

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

- **Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (A_{sc} = 0) ne soient pas nécessaires.

Ces étais sont généralement distants de 80cm à120cm

2éme étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples.

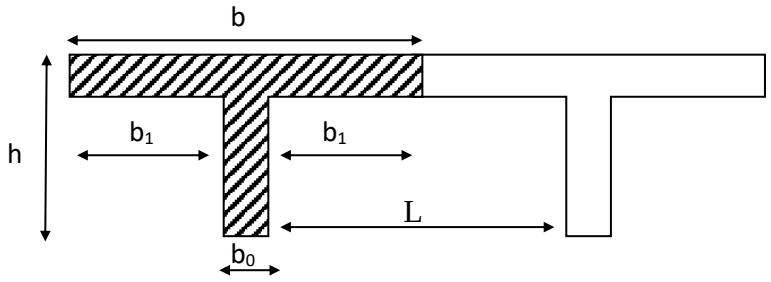
La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge **« q_u »** uniformément repartie (combinaison des charges et surcharges).

À ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

➢ Dimension de la poutrelle

La largeur des hourdis est à prendre en compte de chaque coté une nervure à partir de son parement est limitée par les plus restrictives des conditions ci–après :

Avec : **L :** distance entre-axe des poutrelles ;



$$\begin{cases} b_1 \le \dfrac{l - b_0}{2} \\ b_1 \le \dfrac{l_1}{10} \\ b_1 \le \dfrac{2}{3} \times \dfrac{l_1}{2} \end{cases}$$

l_1 : portée de la plus grande travée telle que l_1 = 3.35 m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calcules ;

b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm)

$$b_1 \le \frac{65-12}{2} = 26.5\,cm$$

$b_1 \leq \frac{335}{10} = 33.5cm$

$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$ =111.67 cm

On prend : **b_1 = 26.5 cm**

$b=2b_1+b_0=2x26.5+12=65$ cm → **b= 65 cm**

➢ **Charges permanentes et surcharges d'exploitations**

Poids propre de plancher

- Étage courant : G_e = 5.24 KN/m^2
- Plancher terrasse : G_t = 5.24 KN/m^2

G_e = 5.24 x 0.65 = 3.406 KN/ml

G_t = 5.24x0.65= 3.406 KN/ml

Surcharges d'exploitation :

- Étage de service (RDC à usage commercial) Q=2.5x0.65 = 1.625 KN/ml
- Étages courants à usage d'habitation Q=1.5x0.65 = 0.975 KN/ml
- Plancher terrasse Q=1x0,65=0.65KN/ml

ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q

ELS : q_s = G + Q

Tableau III.1. Poids des planchers repris par la poutrelle

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			q***u*** (KN/ml)	q***s*** (KN/ml)
RDC	3.406	1.625	7.036	5.031
Étage courant	3.406	0.975	6.061	4.381
Plancher terrasse	3.406	0.65	5.573	4.056

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher de RDC.

q_u=7.036 KN/ml

q_s=5.031 KN/ml

- **Schéma statique de calcul**

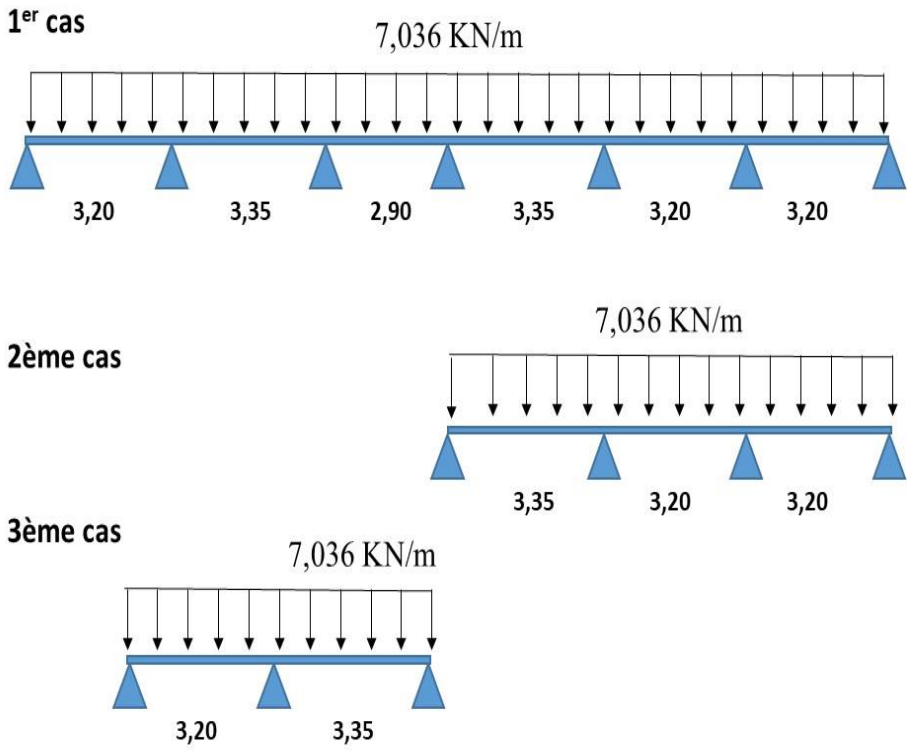


Figure III.7. Schéma statique des poutrelles

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

Choix de la méthode

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

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

Méthode forfaitaire

➢ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

II s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux plancher à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux…

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91modifié99, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 c'est –à-dire :
   $Q \leq \min\{2G ; 5\}$ KN/m^2
   - Q=2,5KN/m^2
   - 2G=2x3.406=6.812KN/m^2

$Q = 2.5 \frac{KN}{m^2} \leq \min\{2G ; 5\} = 5$ KN/m^2 → **Condition vérifiée**

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable → **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 »

$$0.8 \leq \frac{L1}{L2} = \frac{320}{335} = 0.95 \leq 1.25$$
$$0.8 \leq \frac{L2}{L3} = \frac{335}{290} = 1.15 \leq 1.25$$
$$0.8 \leq \frac{L3}{L4} = \frac{290}{335} = 0.86 \leq 1.25$$
$$0.8 \leq \frac{L4}{L5} = \frac{335}{320} = 1.05 \leq 1.25$$
$$0.8 \leq \frac{L5}{L6} = \frac{320}{320} = 1 \leq 1.25$$

→ **Condition vérifiée**

Conclusion

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

➢ **Application de la méthode**

On a : Q_u=7.036KN/ml

Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

Exposé de la méthode

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

✓ M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
$M_0 = q\, l^2 / 8$.

✓ L : Longueur entre nus d'appuis.

✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

✓ M_t **:** moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs de**Mw**, **Me** et **Mt** doivent vérifiée les conditions suivantes :

1) $M_t \geq \max\left[1.05M_0;(1+0.3\alpha)M_0\right] - \frac{M_\omega + M_e}{2}$ -

2) $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire

3) $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M0 pour une poutre de deux travées.
- 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- 0,4 M0 pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M0 pour les appuis de rive.

Dans notre cas nous avons trois types de travées à étudier.

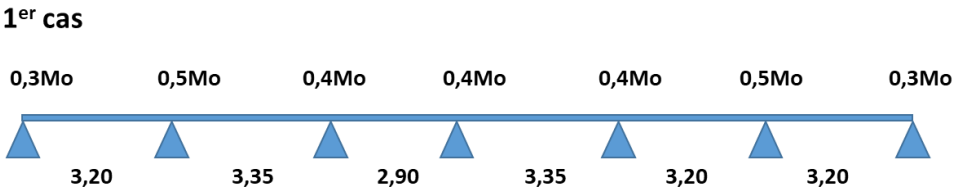


Figure III.8. Diagramme des moments de la poutre continue.

Calcul des sollicitations à L'ELU

Calcul des rapports des charges

$$0 < \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{3.406+1.625} = \frac{1.625}{5.031} = 0.323 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = 0.323$$

Tableau III.2. Calcul des rapports des charges.

	Travée intermédiaire	Travée de rive
α	(1 + 0.3α) / 2	(1.2 + 0.3α) / 2
0.323	0.548	0.648

Etude du cas 1 :

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_u . l_2^2}{8}$$

Tableau III.3. Calcul des moment isostatiques du cas 1.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
L(m)	3,20	3,35	2,90	3,35	3,20	3,20
M_0 (kN.m)	9,01	9,87	7,40	9,87	9,01	9,01

- **Aux appuis**

$M_{appui} = \beta\ M_0^{max}$

Tableau III.4. Calcul des moment aux appuis à ELU du cas 1.

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M_{appui}(KN.m)	2,70	4,93	3,95	3,95	3,95	4,50	2,70

➢ **Calcul des moments en travées**

- **Travée de rive**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.648 M_0 \\ M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq max[\,1{,}05M_0; (1+0.3\alpha)\ M_0] \Rightarrow M_t = 0{,}7M_0 \end{cases}$$

On prend $M_t = 0{,}7\ M_0$

- **Travée intermédiaire**

$$\begin{cases} M_t + \frac{0{,}5M_0+0{,}4M_0}{2} \geq max[\,1{,}05M_0; (1+0.3\alpha)\ M_0] \Rightarrow M_t = 0{,}65M_0 \\ M_t + \frac{0{,}4M_0+0{,}4M_0}{2} \geq max[\,1{,}05M_0; (1+0.3\alpha)] \Rightarrow M_t = 0{,}7M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.548 M_0$$

On prend $M_t = 0.65\ M_0$; $M_t = 0{,}7M_0$

Tableau III.5. Calcul des moment en travée à ELU du cas 1.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_t (KN.m)	6,31	6,41	5,18	6,91	5,86	6,31

➢ **Calcul des efforts tranchants**

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L}$

$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - Mi}{L} - \frac{q_u Li}{2}$$

$$T_i = T_{i+1} + q_u L$$

T(x) : effort tranchant sur appui.

θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique.

Mi et Mi+1 : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique.

Ti: effort tranchant sur appui gauche de la travée.

Ti+1 : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

⇨ **Application :**

Travée AB : $T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,036X3.20}{2} + \frac{(-4,93)-(-2,70)}{3,20} =$ **10,56 KN**

$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7,036X3,20}{2} + \frac{(-4,93)-(-2,70)}{3,20} =$ **−11,95 KN**

Travée BC: $T_B = \frac{7,036X\ \ 3,35}{2} + \frac{(-3,95)-(-4,93)}{3,35} =$ **12, 08 KN**

$T_C = -\frac{7,036X\ \ 3,35}{2} + \frac{(-3,95)-(-4,93)}{3,35} =$ **−11, 49 KN**

Travée CD $T_C = \frac{7,036X2,90}{2} + 0 =$ **10, 20 KN**

$T_D = -\frac{7,036X2,90}{2} + 0 =$ **−10, 20 KN**

Travée DE : $T_D = \frac{7,036X3,35}{2} + 0 =$ **11, 78 KN**

$T_E = -\frac{7,036X3,35}{2} + 0 =$ **−11, 78 KN**

Travée EF : $T_E = \frac{7,036 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,5)-(-3,95)}{3,20} =$ **11,08 KN**

$T_F = -\frac{7,036 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,5)-(-3,95)}{3,20} =$ **-11,43 KN**

Travée FG : $T_F = \frac{7,036 \times 3,20}{2} + \frac{(-2,70)-(-4,50)}{3,20} =$ **11,82 KN**

$T_G = -\frac{7,036 \times 3,20}{2} + \frac{(-2,70)-(-4,50)}{3,20} =$ **-10,69KN**

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Les valeurs des efforts tranchants à ELU du cas 1.

Travée	**A-B**		**B-C**		**C-D**		**D-E**		**E-F**		**F-G**	
T_i(KN)	T_A	10.56	T_B	12,08	T_C	10,20	T_D	11.78	T_E	11,08	T_F	11,82
T_{I+1} (KN)	T_B	-11,95	T_C	-11,49	T_D	-10,20	T_E	-11,78	T_F	-11,43	T_G	-10,69

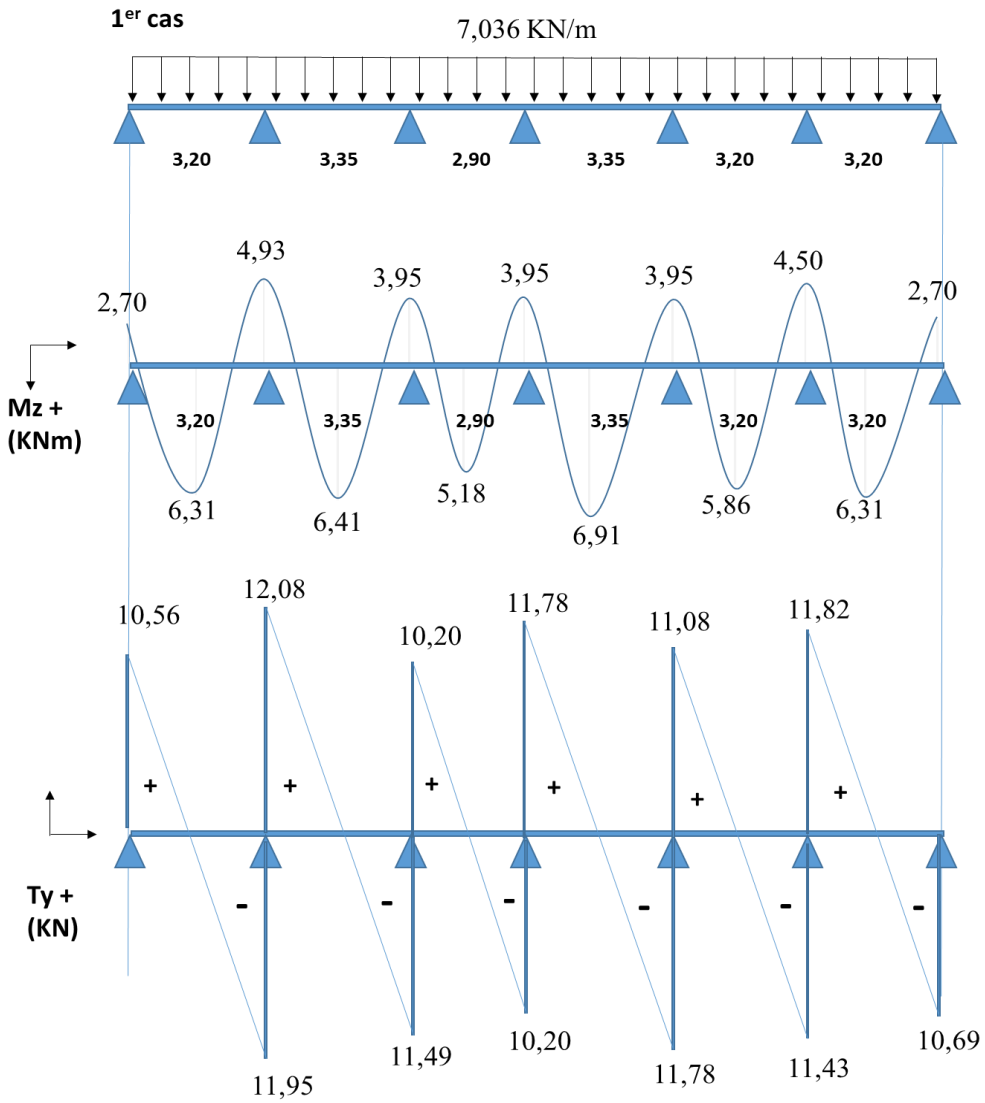


Figure III.9 : Diagramme de moment et l'effort tranchant à L'ELU (cas1).

Etude du cas 2 :

Tableau III.7. Les valeurs des moments et les efforts tranchants à ELU du cas 2.

Travées	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$Ti\ (KN)$ X =0	$Ti+1$ (KN) X=L
AB	9.87	2.96	4.93	6.91	11.2	-12.37
BC	9.01	4.93	4.5	5.41	11.39	-11.12
CD	9.01	4.5	2.7	6.31	11.82	-10.69

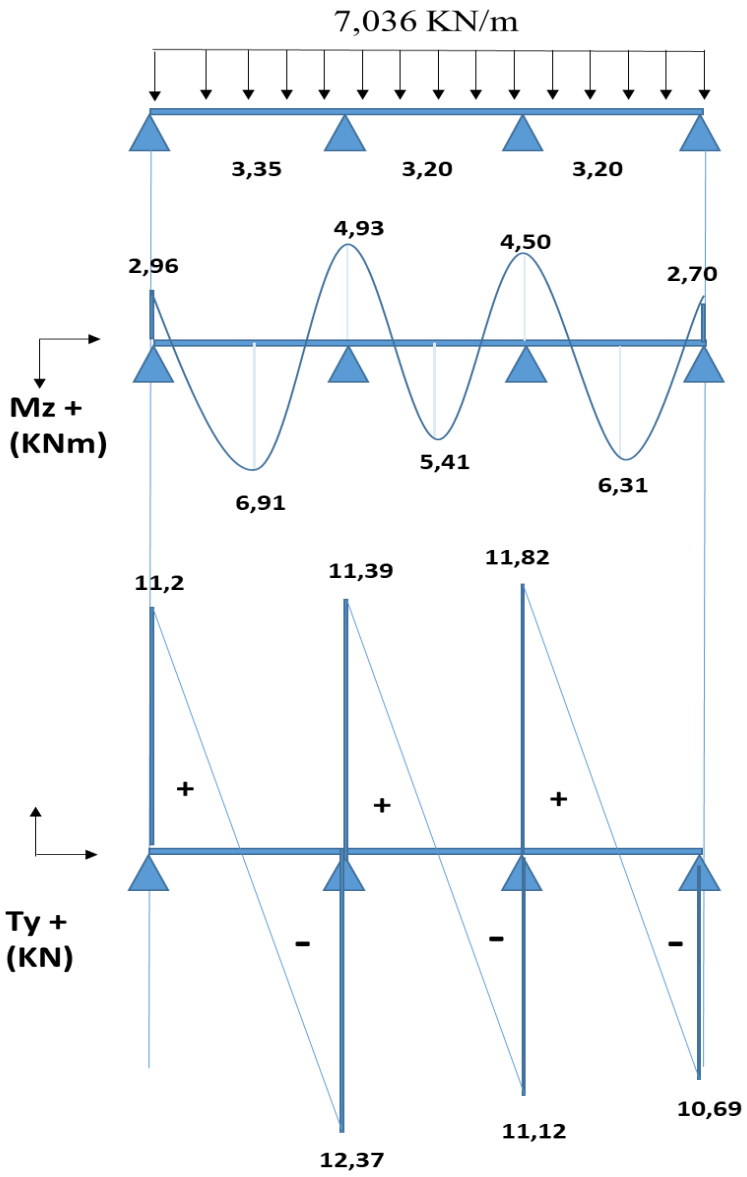


Figure III.10 : Diagramme de moment et l'effort tranchant à L'ELU(cas2).

Etude du cas 3 :

Tableau III.8. Les valeurs des moments et les efforts tranchants à ELU du cas 3.

Travées	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$Ti\ (KN)$ X =0	$Ti+1$ (KN) X=L
AB	9.01	2.7	4.93	6.31	10.56	-11.95
BC	9.87	4.93	2.93	6.91	12.37	-11.20

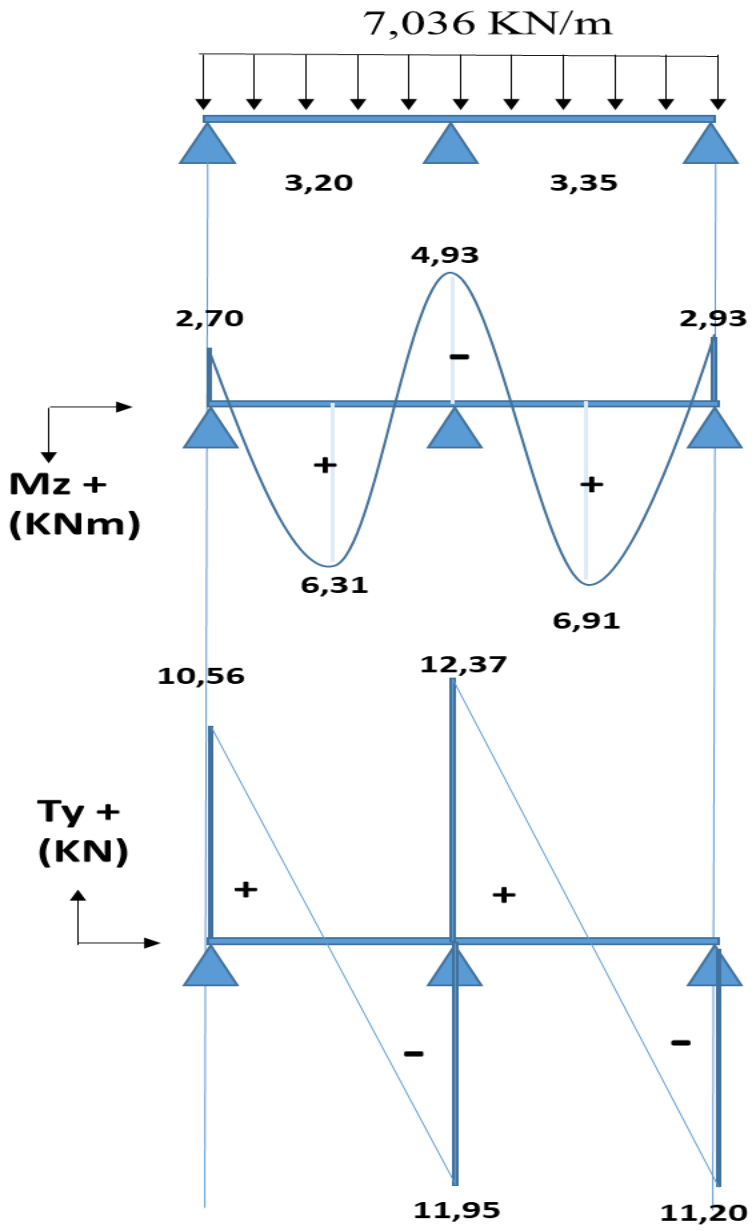


Figure III.11 : Diagramme de moment et l'effort tranchant à L'ELU (cas 3).

III.2.5 Ferraillage à l'ELU

Armatures longitudinales

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

M_t^{max} = 6,91 KN.m etM_a^{max} = 4 ,93 KN.m

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm: d = 17cm

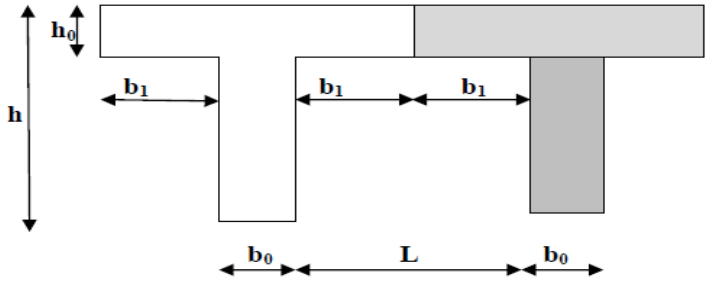


Figure III.12 : la poutrelle comme une section en Té.

- **<u>En travées</u>**

M_t^{max} =6,91 KN.m

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \qquad Avec: f_{bu} = 14,2\,MPa$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 55.38\,KN.m$$

$$M^{max}{}_t = 6,91 KN.m \langle M_0 \Rightarrow L'axe\ neutre\ est\ dans\ la\ table\ de\ compression$$;

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

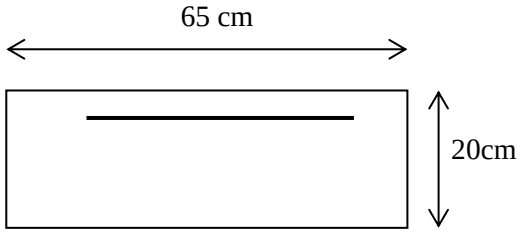


Figure III.13 : section rectangulaire de (20×65) cm²

$$\mu = \frac{M^{max}{}_t}{b\,d^2\,f_{bu}} = \frac{6,91 \times 10^5}{65 \times 17^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 \prec \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M^{t}{}_{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,91 \times 10^5}{0,987 \times 17 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1,18 cm^2$$

<u>Soit</u> : **3 HA10 = 2,35cm²**

- **Aux appuis**

M_a^{max}= 4.93 KN.m

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcule de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b_0=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4{,}93}{0{,}12 \times (0{,}17)^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0.100.$$

μ =0,100< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

$\mu = 0.100 \Rightarrow \beta = 0.947$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma s} = \frac{4{,}93 \times 10^4}{0{,}947 \times 0{,}17 \times 348 \times 10^3} = 0.88\ cm^2.$$

A_a = 0.88 cm ^{2}. On adopte **2HA10 =1,57 cm^2**

Conclusión

En travée : **3HA 10= 2,36 cm^2.**

Aux appuis : **2HA 10 = 1,57 cm^2.**

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\varphi_t = min(h/35, b_0/10, \varphi_1)$$
$$\varphi_t = min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0{,}57cm$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm^2**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier deϕ8

Espacement des armatures transversales : (Art. A.5.1.22. BAEL91)

$S_t \leq \min(0{,}9d, 40cm)$
$S_t \leq \min(15.3cm, 40cm) = 15.3cm$
$\Rightarrow S_t = 15cm$

III.2.6 Vérification à l'ELU

Condition de non-fragilité **(BAEL 91/Art A.4.2,1)**

- **En travée**

A_{min}=0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23×65×17×2,1/400 =1.334 cm^2

A_t = 2,36cm^2> A_{min} =1,334 cm^2→ **Condition vérifiée**

- **Sur appuis**

A_{min}= 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23×12×17×2,1/400 = 0,246 cm^2

A_a = 1,57 cm^2 > A_{min} = 0,246 cm^2→ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte tangentielle **(BAEL 91/Art A.5.1,211)**

V_u^{max}= 12.37 KN

$$\tau_u = V_u^{max}/b_0\, d = 12.37\times10^3/120\times170$$
$$\tau_u = 0{,}606MPa$$
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.133\, fc_{28}; 5MPa\right) = 3{,}325MPa$$
$$\tau_u = 0{,}606MPa \le \bar{\tau}_u = 3{,}325MPa \Rightarrow Condition\ \ vérifiée$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres : [BAEL91/Art A.6.1, 3]

$\boldsymbol{\tau_{se} \le \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5\times2.1 = 3.15MPa}$, Ψ=1.5 pour les HA

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum u_i} = \frac{12.37\times10^3}{0.9\times170\times94.2} = 0.86MPa}$$

$$\boldsymbol{avec\ \sum u_i = n\pi\emptyset = 3\times3.14\times1.0 = 94.2mm}$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0.86MPa \le \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5\times2.1 = 3.15MPa}$⇒ Condition vérifiée

⇒Pas de risque d'entrainement des barres.

L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : **(Art : A.5.1. 313/BAEL91)**

- **Sur le béton**

$$V^{max}{}_u \langle 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0{,}9\, d\, b_0$$

$$V^{max}{}_u \leq 0{,}4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0{,}9 \times 17 \times 12 = 122.4\, KN$$

$$V^{max}{}_u = 12.37 KN \langle \overline{V_u} = 122{,}4 KN$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V^{max}{}_u + \frac{M_a{}^{max}}{0{,}9\, d}\right)$$

$$A_a = \quad 2.7 \geq \frac{1{,}15}{400}\left(12.37 + \frac{4{,}93}{0{,}9 \times 17}\right) = 0.036 \quad \rightarrow$$ **Condition vérifiée**

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

$\bar{\tau}_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2\, 2{,}1 = 2.83 MPa$ **,** avec $\psi_s = 1.5$ *pour HA*

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1{,}0 \times \frac{400}{4 \times 2{,}83} = 35{,}33 cm$

Pour acier HA: f_e =400MPa

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$L_s = 0.4 \times 35{,}33 = 14{,}132$cm

$L_s = 15$ cm

Vérification de la contrainte de cisaillement : **(BAEL 91Art A.5.1.1)**

$V_{u\,max} = 12.37$KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.37 \times 10^3}{650 \times 170} = 0.112$$

$\tau_u = 0.112$ MPa

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} \text{(BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2\times 25}{1.15}, 5MPa\right\} = \min\{4.347, 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347\,MPa$$

$\tau_u = 0.112$ MPa $\prec \bar{\tau}_u = 4.347\,MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.2.7 Calcul à l' ELS

Moment de flexion et les efforts tranchants à l'E.L.S : **(BAEL 91 ; modifié 99)**

Les états limites de services sont définit compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : « $\frac{qs}{qu}$»

C.-à-d. : $M_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} M_{ELU}$; $T_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} T_{ELU}$

$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q = 7.036$ KN / ml

$q_s = G + Q = 5.031$ KN / ml

$\Rightarrow$ $q_s/q_u = 5{,}031/7{,}036 = 0{,}715$

- Moment aux appuis : $Ma \times 0{,}725$.

Tableau III.9. Les valeurs des moment aux appuis à ELS.

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M_{app}^{ELS}	1,93	3,52	2,82	2,82	2,82	3,22	1,93

- Moment en travée : $Mt \times 0{,}725$.

Tableau III.10. Les valeurs des moment en travée à ELS.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_t^{ELS}	4,51	4,58	3,70	4,94	4,19	4,51

➢ Calcul des efforts tranchant : $Ti \times 0{,}725$.

Tableau III.11. Les valeurs des efforts tranchants à ELS.

travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G	
T_i	T_A	7,55	T_B	8,64	T_C	7,29	T_D	8,42	T_E	7,92	T_F	8,45
T_{I+1}	T_B	-8,54	T_C	-8,22	T_D	-7,29	T_E	-8,42	T_F	-8,17	T_G	-7,64

III.2.8 Vérification à l'E.L.S

État limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.32/BAEL 91 modifié 99)

Les fissurations étant peu préjudiciables⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

État limite de résistance à la compression du béton (A.4.5.2 du BAEL 91, modifié 99)

$$\sigma_{bc} \langle \overline{\sigma}_{bc} \qquad avec: \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s \quad avec: \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée**

La contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}36}{12 \times 17} = 1{,}16$$

$\beta_1 = 0.853$

$K_1 = 19,01 \Rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.053$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_s} = \frac{4{,}94 \times 10^6}{0.853 \times 17 \times 2{,}36 \times 10^3} = 144{,}35MPa \leq 348 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 7{,}65 < 15MPa \Rightarrow condition\ vérifiée$

- **Sur appuis**

La contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 17} = 0{,}766 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.04 \\ \beta = 0.874 \end{cases}$$

$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta.d.A_s} = \frac{3{,}52\times10^6}{0.874\times17\times1{,}57\times10^3} = 150{,}90MPa \leq 348$ MPa condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

$\sigma bc = K.\sigma_s = 6{,}04 < 15MPa \Rightarrow$ *condition vérifiée*

III.2.9 État limite de déformation (Vérification de la flèche) : (Art B.6.8.424/BAEL91)

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se disposer de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0: Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}\frac{20}{335} = 0{,}060 \geq \frac{1}{22.5} = 0{,}044 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}\frac{20}{335} = 0{,}06 \geq \frac{4{,}94}{10\times9{,}87} = 0{,}05 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{A_S}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}\frac{2{,}36}{12\times17} = 0{,}011 \geq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}010 \rightarrow$ **Condition non vérifiée**

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \qquad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3350}{500} = 6.7mm$$

Avec :

$\bar{f}$ **:** La flèche admissible

E_V **:** Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86\ MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

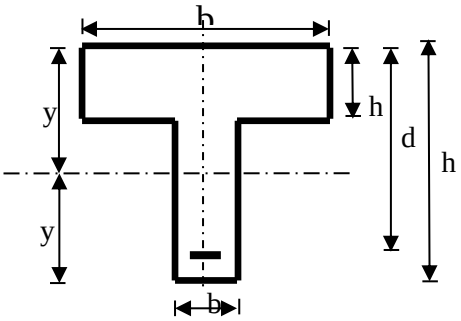
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée

$B_0 = B + n\,A = b_0 \times h + (b - b_0)\, h_0 + 15A_S$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12).\ 4 + 15 \times 2.36$

$B_0 = 487.4$ cm



Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0{}^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 17 = 3423.25cm^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3423.25}{487.4} = 7.02cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.02 = 12.98cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15A_S(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.02^3 + 12.98^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.02 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.36(12.98 - 2)^2$$

$I_0 = 20006.20\ cm^2$

Calcul des cœfficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 0{,}0115$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0115} = 1.43$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{1.43\ ;\ 0\} = 1.43$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 20006{,}20}{1 + 1.43 \times 1.43} = 7227.44Cm^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{4{,}94 \times 3.35^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 7227.44 \times 10^{-8}} = 0.007m = 7mm \succ \overline{f} = 6.7mm \Rightarrow$$ **Condition non vérifiée**

Remarque : le calcul de la flèche n'est pas satisfait, nous devons augmenter le ferraillage en travée.

Vérification de la flèche :

On prend : En travée : **2HA10+1HA12= 2.7 cm².**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}\frac{20}{335} = 0{,}060 \geq \frac{1}{22.5} = 0{,}044 \rightarrow$**Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}\frac{20}{335} = 0{,}06 \geq \frac{4{,}94}{10\times 9{,}87} = 0{,}05 \rightarrow$**Condition vérifiée**

$\frac{A_S}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}\frac{2.7}{12\times 17} = 0{,}013 \geq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}010 \rightarrow$**Condition non vérifiée**

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \qquad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3350}{500} = 6.7mm$$

Avec :

$\bar{f}$ **:** La flèche admissible

E_V **:** Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86\ MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée

$B_0 = B + n\,A = b_0 \times h + (b - b_0)\,h_0 + 15A_S$

$B_0 = 12\times 20 + (65 - 12).\,4 + 15 \times 2.7$

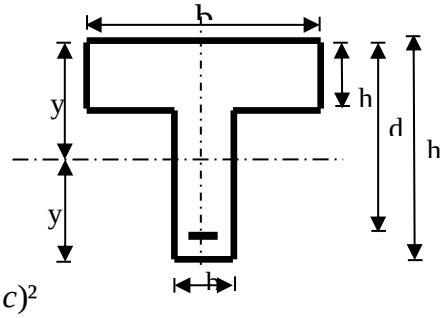
$B_0 = 492.5$ cm

Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0{}^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.7 \times 17 = 3512.5cm^2$$



$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3512.5}{492.5} = 7.13cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.13 = 12.97cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15A_S(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.13^3 + 12.87^3) + (65-12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.13 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.7(12.87 - 2)^2$$

$I_0 = 20624.06\ cm^2$

Calcul des cœfficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{12 \times 17} = 0{,}013$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.013} = 1.265$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0.818\ ;\ 0\} = 0.818$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 20624.06}{1 + 1.265 \times 0.818} = 11149.40\,Cm^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{4{,}94 \times 3.35^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 11149.40 \times 10^{-8}} = 0.004m = 4.6mm \prec \overline{f} = 6.7mm$$

⇒Condition vérifiée

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour les poutrelles est le suivant :

-En travée: **2HA 10+1HA12**

-Aux appuis : **2HA 10**

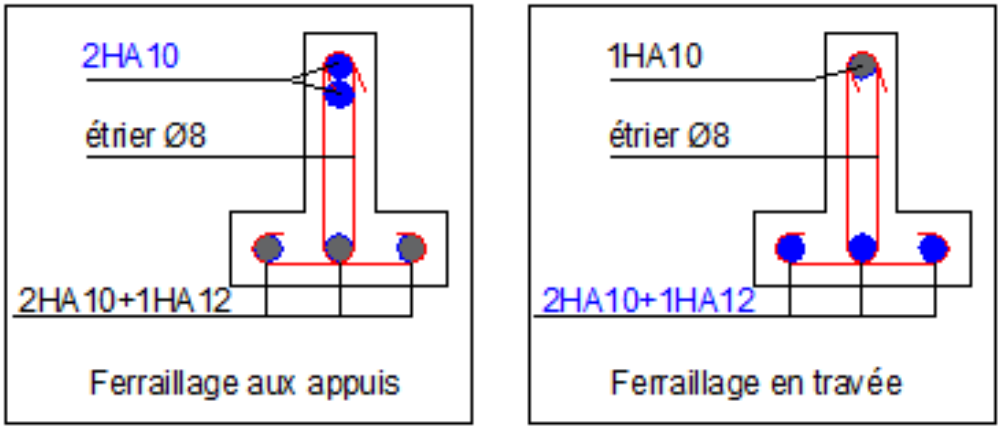


Figure III.14 Schéma de ferraillage des poutrelles

III.3 Les escaliers

III.3.1 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 de type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig.lll.14.

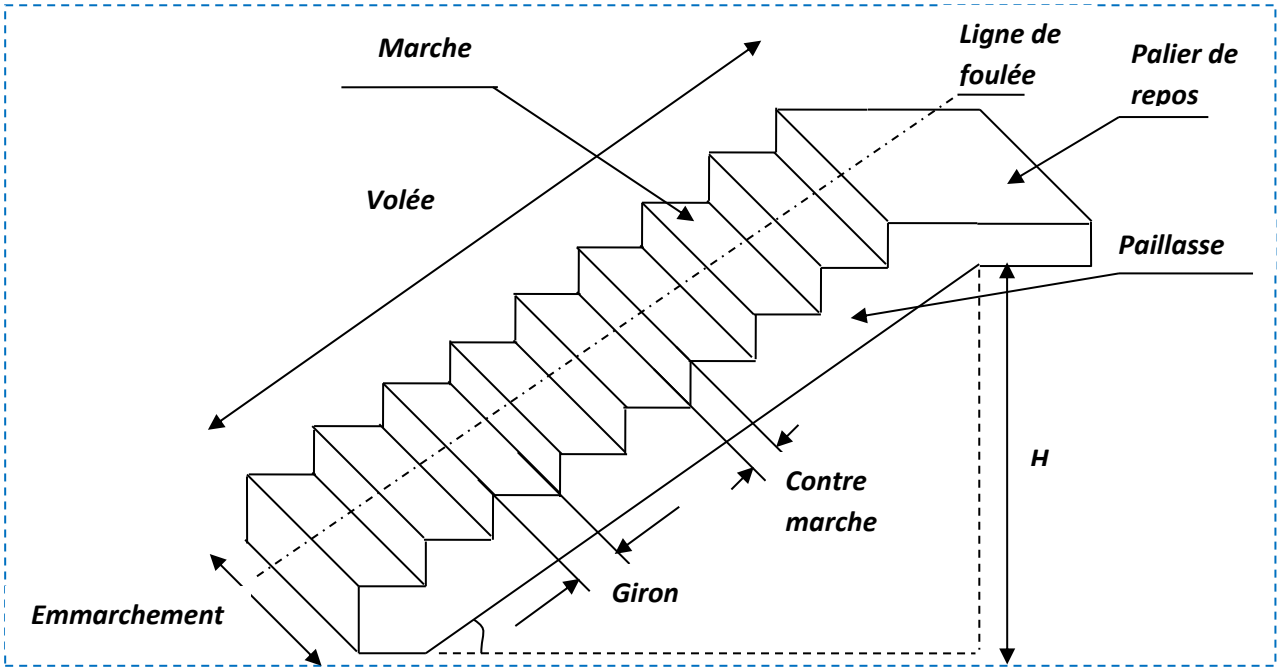


Figure III.15 Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit l'usager ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **Le contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et de la contre marche, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h :** c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont h = 13 à17 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 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 à 64.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Afin de permettre le passage entre les étages, notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, de type escalier droit, réalisé en béton armé et coulé sur place.

Remarque

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et deux volées avec un palier au niveau des étages.

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

III.3.2 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).

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

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

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

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

1. *Calcul du nombre de contre marches :*

14cm ≤ h ≤ 18cm

Hauteur de l'etage :Ht= 408 cm

Hauteur de la volée : 1,02m

Soit : h = 17cm

$n = \frac{102}{17} = 6$ On prend 6 contres marches

2. *Calcul du nombre de marches :*

m = n- 1 = 6 -1 = 5 marches.

Relation de BLANDEL :

59 ≤g+ (2x17) ≤66cm

25 ≤g ≤32cm **Soit : g=30cm**

3. *Calcul de la hauteur de la contre marche :*

$h=\frac{Ht}{n} = \frac{102}{6}$=17 cm

4. *Calcul de la largeur hauteur du giron :*

28 cm ≤g ≤35cm $g= \frac{L}{n-1}= \frac{150}{5}$=30 cm

5. *Vérification de la relation de BLONDEL :*

59 ≤ g+2h ≤ 66cm 59 ≤ 30 + (2x17) = 64 ≤ 66 cm CV

a. m ≤ h ≤ 17 cm On a :h = 17 cm CV

6. *Epaisseur de la paillasse et du palier :*

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

$$\frac{L0}{30} \leq e\,p \leq \frac{L0}{20}$$

Avec :

L⁰ : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :**L⁰ = L'+L₂**

L': longueur de la paillasse projetée.

L₂ : longueur du palier.

$tg\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0{,}68 \Rightarrow \alpha = 34{,}21°$

$L_0 = \frac{L_1}{\cos\alpha} + L_2 = \frac{1{,}50}{0{,}827} + 1{,}75 = 3{,}6\text{m}$

$L_0 = 3{,}6 + 1{,}25\text{m}$

$\frac{481}{30} \leq ep \leq \frac{481}{20} \Rightarrow 16{,}03 \leq ep \leq 24{,}05\text{cm}$ On prend **ep=20cm**

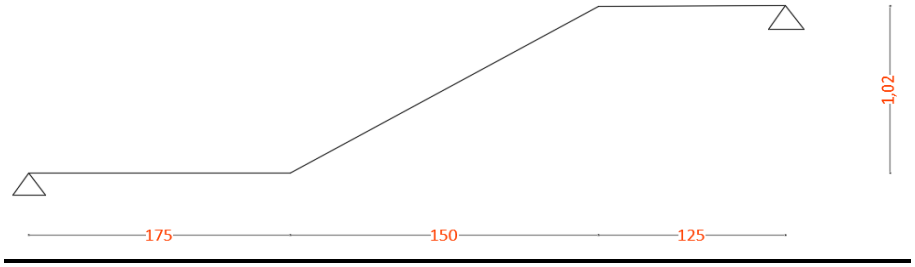


Figure III. 16 Pré dimensionnement de la paillasse.

III.3.3 Détermination des sollicitations de calcul

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

➢ **Charges permanentes**

❖ **La volée**

Tableau III.12. La charge revenant à la paillasse.

Élément	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0{,}20}{cos\ 3\ 4{,}21}$	25	6,05
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0{,}17}{2}$	25	2,12
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
Enduit de plâtre	0,01	10	0,1
Poids propre du garde-corps	/	/	0,2
G_1 = 9,85 KN/m			

❖ **Le palier**

Tableau III.13. La charge revenant au palier.

Élément	Poids (KN/m^2)
Poids propre du palier	5
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,48
G_2 = 6,48 KN/m	

➢ **Surcharge d'exploitation**

$Q = 2{,}5\ KN/ml$

➢ **Combinaisons de charges**

- **ELU :** $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

  La volée : $q_{1u} = (1{,}35 \times 9{,}85 + 1{,}5 \times 2.5) = 17{,}05 KN/m$

  Le palier : $q_{2u} = (1{,}35 \times 6{,}48 + 1{,}5 \times 2.5) = 12{,}50\ KN/m$

- **ELS :** $q_S = G + Q$

  La volée : $q_{1S} = (9{,}85 + 2.5) = 12{,}35 KN/m$

  Le palier : $q_{2S} = (6{,}48 + 2.5) = 8{,}98 KN/m$

III.3.4 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on calcul d'abord les réactions d'appuis, avec les formules de la R.D.M.

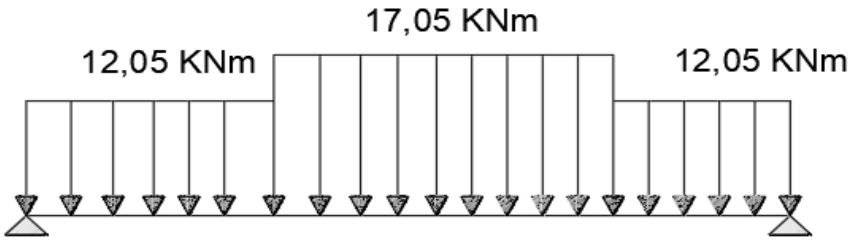


Figure III.17 Schéma statique de calcul a l'ELU

➢ **Les réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = (12{,}5 \times 1{,}75) + (17{,}05 \times 1{,}50) + (12{,}5 \times 1{,}25)$$

$$R_A + R_B = 63{,}07 KN$$

$$\sum \mathrm{M/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{\left(12{,}5 \times \frac{1{,}75^2}{2}\right) + \left[17{,}05 \times 1{,}50 \times \left(1{,}75 + \frac{1{,}50}{2}\right) + \left[12{,}5 \times 1{,}25 \times \left(3{,}25 + \frac{1{,}25}{2}\right)\right]\right]}{(1{,}75 + 1{,}50 + 1{,}25)}$$

$$\boldsymbol{R_B = 31{,}92\ KN}$$

D'où : $\boldsymbol{R_A = 31{,}15\ KN}$

➢ **Calcul des efforts internes**

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,75m

$\sum M/_{\delta} = 0 \rightarrow M_z = -6,25\,x^2 + 31,15\,x$

Pour x=0 → $M_z = 0$

Pour x=1,75 → $M_z = 35,37$ KN. m

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12,5x + 31,15$

Pour x=0 → $T_y = 31,15$ KN.

Pour x=1,75 → $T_y = 9,27$ KN

2eme tronçon : 1.75 ≤ x ≤ 3.25m

$\sum M/_{\delta} = 0$

$M_z = -17,05\frac{(x-1,75)^2}{2} - 21,87(x-0,875) + 31,15x$

Pour x=1,75 → $M_z = 35,4$ KN. m

Pour x=3,25 → $M_z = 30,11$ KN. m

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -17,05(x-1,75) + 9,28$

Pour x=1,75 → $T_y = 9,28$ KN.

Pour x=3,25 → $T_y = -16,29$ KN.

La section dangereuse est dans la travée 2 :

$T_y = T_y = -17,05(x-1,75) + 9,28 = 0 \longrightarrow$ x=2,3m.

$M_{zu}^{max} = M_z = 17,05\frac{(x-1,75)^2}{2} - 21,87(x-0,875) + 31,15x$

M_{zu}^{max}3) =43,06 KN.m

3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,25m

$\sum M/_{\delta} = 0$

$M_z = -6,25x^2 + 31,92x$

Pour x=0 → $M_z = 0$

Pour x=1,25→$M_z = 30{,}13KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$= 12,5x –31,92

Pour x=0→$T_y = -31{,}92KN.$
Pour x=1,25→$T_y = -16{,}29KN$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :** M_a = -0,3 M_z^{max} = -0,3x43,06 = -12, 92KN.m
- **En travée :** M_t = 0,85 M_z^{max} = 0,85x43,06 = 36, 60KN.

➢ **Diagramme des Efforts internes**

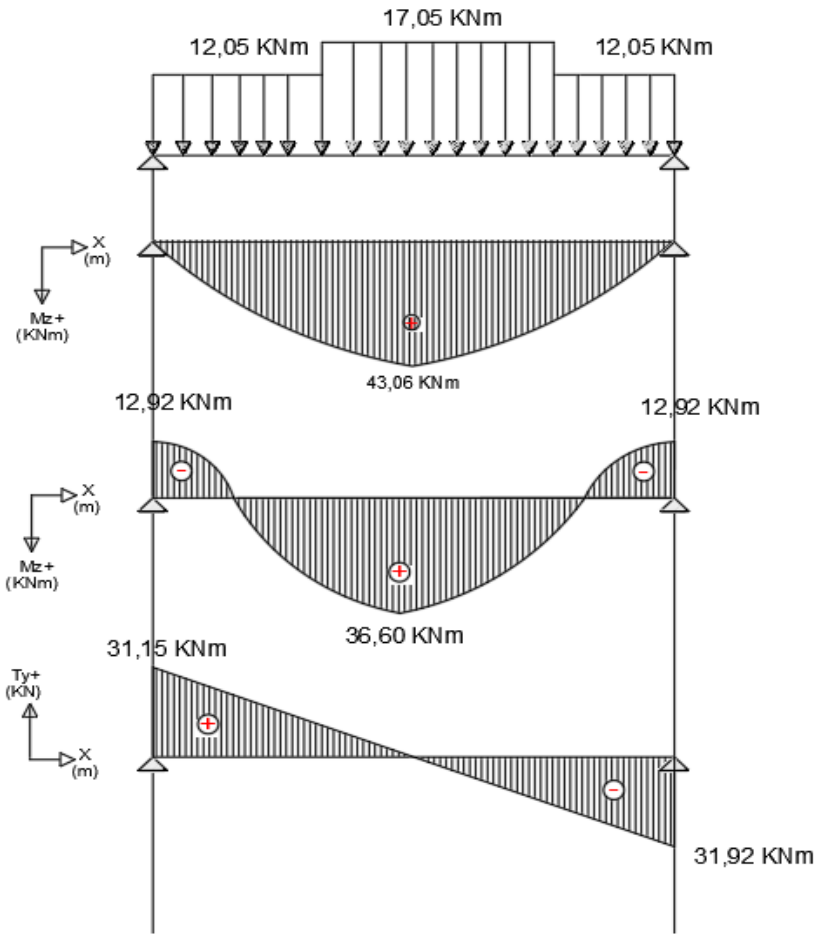
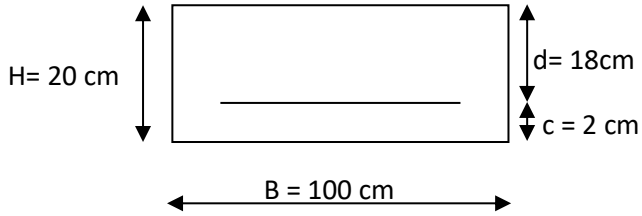


Figure III.18. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.3.5 Ferraillage

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m, ayant une épaisseur de 20 cm.

A) En travée



- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{36,60 \times 10^{6}}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,079 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,079 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$At = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{36,6 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,958} = 6,1cm^2 \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

On opte pour **4HA14= 6,16 cm²** Avec **e= 25cm.**

- **Armatures de répartition**

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

On opte pour **4HA8=2,01 cm²** Avec **e= 25cm.**

B) Aux appuis

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,92 \times 10^6}{1000.(180)^2.14,2} = 0,028 \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85X25}{1,5} = 14,2\text{MPA}$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \textbf{Section simplement armée.}$$

À partir des abaques :

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,92.10^3}{0,986.18.348} = 2,09cm^2$$

On opte pour **4HA14=6,16 cm²** Avec **e=25cm.**

➢ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1.54cm^2$$

On opte pour **4HA8=2,01 cm²**Avec **e = 25cm.**

III.3.6 Vérification à l'ELU

A) Espacement des armatures (BAEL91 Art A.8.2.42)

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

➢ **Armatures principales St < min {3h ; 33cm}.**

- **Appui:** St=25cm< 33 *cm* → **Condition vérifiée**
- **Travée:** St=25 cm< 33 *cm* → **Condition vérifiée**

➢ **Armatures de répartition St < min {4h ; 45cm}**

- **Appui:** St=25 cm< 45 *cm* → **Condition vérifiée**
- **Travée:** St=25 cm< 45 *cm* → **Condition vérifiée**

B) Condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2,1):

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x1\ \ 8x2,1}{400} = 2,17cm^2$$

- **En travée :** $A_t = 6,16cm^2 > A_{min} = 2,17cm^2$ → **Condition vérifiée**
- **Aux appuis :** $A_A = 6,16cm^2 > A_{min} = 2,17cm^2$ → **Condition vérifiée**

C) Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1,2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\} = \min\{3,33\text{MPa}, 5\text{ MPa}\} = 3,33\text{ MPa}$$

V_{max} =31.92 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{31,92 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.177\text{MPA}$$

$\tau_u = 0,177\text{MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPA}$ → **Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement

D) <u>Entrainement des barres (BAEL91 Art A.6.1,3) :</u>

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$ Avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = 1,5 X 2,1 = 3,15 MPA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles= n×π ×ϕ

$\sum U_i$ =3.14x4x14=190,4mm

$$\tau_{se} = \frac{31.92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 190,4} = 1,03\text{ MPA}$$

→1,03MPA < 3.15 MPA

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ → **Condition vérifiée**

E) <u>Longueur du scellement droit (BAEL91 Art A.6.1,23)</u>

$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$ Avec $\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPA.

$L_s = \frac{1,4x400}{4x2,835} = 49,38$ cm ; On prend L_s =50cm.

Vu que ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4. Ls pour les aciers H.A

Lc = 0,4 x 50 = 20cm

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91 Art A.5.1.313)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d} = \frac{2 \times 31.92 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 180} = 0{,}39 \text{ MPA}$$

$$\frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} = 13.33 \text{MPA}$$

0,39MPA≤13,33MPA → **Condition vérifiée .**

G) Influence de l'effort tranchant sur armatures (BAEL91 Art 5.1.1.312)

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{31.92 \times 10^3}{348.100} = 0{,}92 cm^2 \quad ; \quad A_{st\ adopté} = 6{,}16 cm^2$$

$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ → Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

III.3.7 Calcul à l'ELS

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

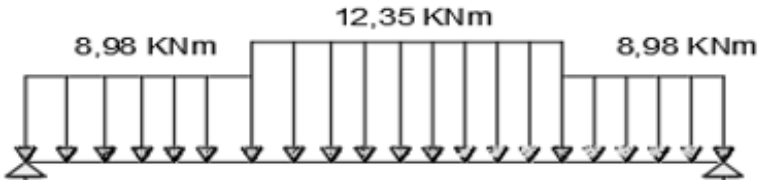


Figure III.19 schéma statique de calcul à l'ELS

A) Calcul des réactions d'appuis

$$\boldsymbol{R_A + R_B = (8,98 \times 1,75) + (12,35 \times 1,50) + (8,98 \times 1,25)}$$

$R_A + R_B = 45{,}46$ KN.

$$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{8,98x1,75^2}{2} + 12,35x1,50x2,5 + 8,98x1,25x3,87 = 4,5\ R_B$$

Donc: $R_A = 22{,}46$ KN

$R_B = 23{,}00$ KN.

B) Calcul de l'effort tranchant

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \le x \le 1{,}75\,m$	$22{,}46 - 8{,}98x$	0	22,46
		1,75	6,75
$1{,}75\,m \le x \le 3{,}25\,m$	$28{,}36 - 12{,}35x$	1,75	6,75
		3,25	-11,78
$0 \le x \le 1{,}25\,m$	$-23 + 8.98x$	0	-23
		1,25	-11,78

C) Calcul du moment fléchissant

Tableau III.15. Tableau récapitulatif des moments.

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \le x \le 1{,}75m$	$22{,}46x - 4{,}49x^2$	0	0
		1,75	25,55
$1{,}75m \le x \le 3{,}25m$	$28{,}34x - 5{,}13 - 6{,}17x^2$	1,75	25,57
		3,25	21,80
$0 \le x \le 1{,}25m$	$23x - 4{,}49x^2$	0	0
		1,25	21,73

- $T_y = -12{,}35x + 28{,}36 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2{,}3m$
- $M(2{,}3) = 27{,}41$ KN.m = M_z max

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :** $M_a = -0{,}3.\ M_z^{max} = -0{,}3 \times 27{,}41 = -8{,}22$ KN.m
- **En travée :** $M_t = 0{,}85.\ M_z^{max} = 0{,}85 \times 27{,}41 = 23{,}3$ KN.m

D) Diagramme des Efforts internes

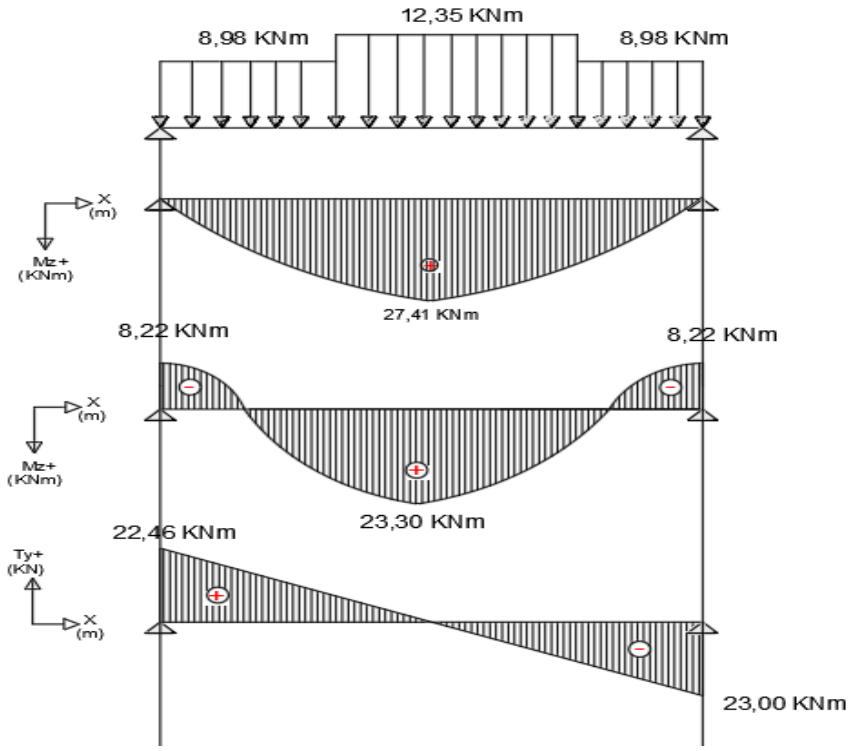


Figure III.20. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.8 Vérifications à l'ELS

A) État limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B) État limite de compression de béton (BAEL91 Art A.4.5,2BAEL91)

➢ **Aux appuis**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0{,}6.f_{c28} = 15\ MPA$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6{,}16}{100 \times 18} = 0{,}342$$

$$\rho = 0{,}342$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}909 \\ K1 = 39{,}95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8{,}22 \times 10^3}{0{,}909 \times 18 \times 6{,}16} = 81{,}55\ MPA$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = (1/39{,}95)x81{,}55 = 2{,}04\ MPA < 15\ MPA \Rightarrow$ Condition vérifiée

➢ **En travée**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0{,}6.f_{c28} = 15\ MPA$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6{,}16}{100 \times 18} = 0{,}342$$

$$\rho = 0{,}342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}909 \\ K1 = 39{,}95 \end{cases}$$

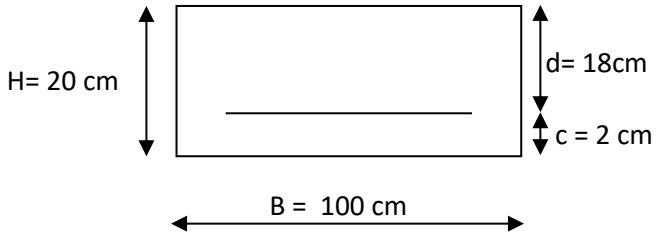
$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{23{,}3 \times 10^3}{0{,}909 \times 18 \times 6{,}16} = 231{,}17\ MPA$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 5{,}79 MPA < 15\ MPA \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.3.9 Vérification de la flèche (Art B.6.8.424/BAEL91)

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0{,}044 \leq \frac{1}{16} = 0{,}0625$$

La condition ci-dessus n'étant pas vérifiée, on doit calculer la flèche.



Calcul de la flèche (BAEL91/Art B.6.5.2) :

$$f = \frac{5 q_{max} L^4}{384 E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$q_{max} = \max(q_{volée} ; q_{palier})$

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v: Module de déformation différée

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa , $f_{c28} = 25$ MPa

I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$I = b/3\ (V_1^3 + V_2^3) + 15\ A_t\ (V_2) - C_2)^2$, $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'}=\frac{bh^2}{2}+15\,A_{ut}\times d$$

$$S_{xx'}=\frac{100\times 20^2}{2}+15\times 6{,}16\times 18$$

$$S_{xx}=21663{,}2\,cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

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

D'où:

$$V_1=\frac{21663{,}2}{2092{,}4}=10{,}35\ cm$$

$$V_2=h-V_1=20-10{,}35=9{,}65cm$$

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

$$I=\frac{100(10{,}35^3+9{,}65^3)}{3}+15\times 6{,}16\times(9{,}65-2)^2=72319{,}14\ cm^4$$

$$f=\frac{5}{384}\cdot\frac{12{,}35\times(4{,}5\times 10^3)^4}{10818.86x72319{,}14\times 10^4}=8{,}43mm\prec\bar{f}=9mm$$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferraillé comme suit :

- ***Aux Appuis :***

  Armatures principales : **4HA14/ml** avec un espacement **st= 25 cm**.

  Armatures de répartitions : **4HA8/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

- ***En travée :***

  Armatures principales : **4HA14/ml** avec un espacement **st= 25 cm**.

  Armatures de répartitions : **4 HA8/ml** avec un espacement **st= 25 cm**.

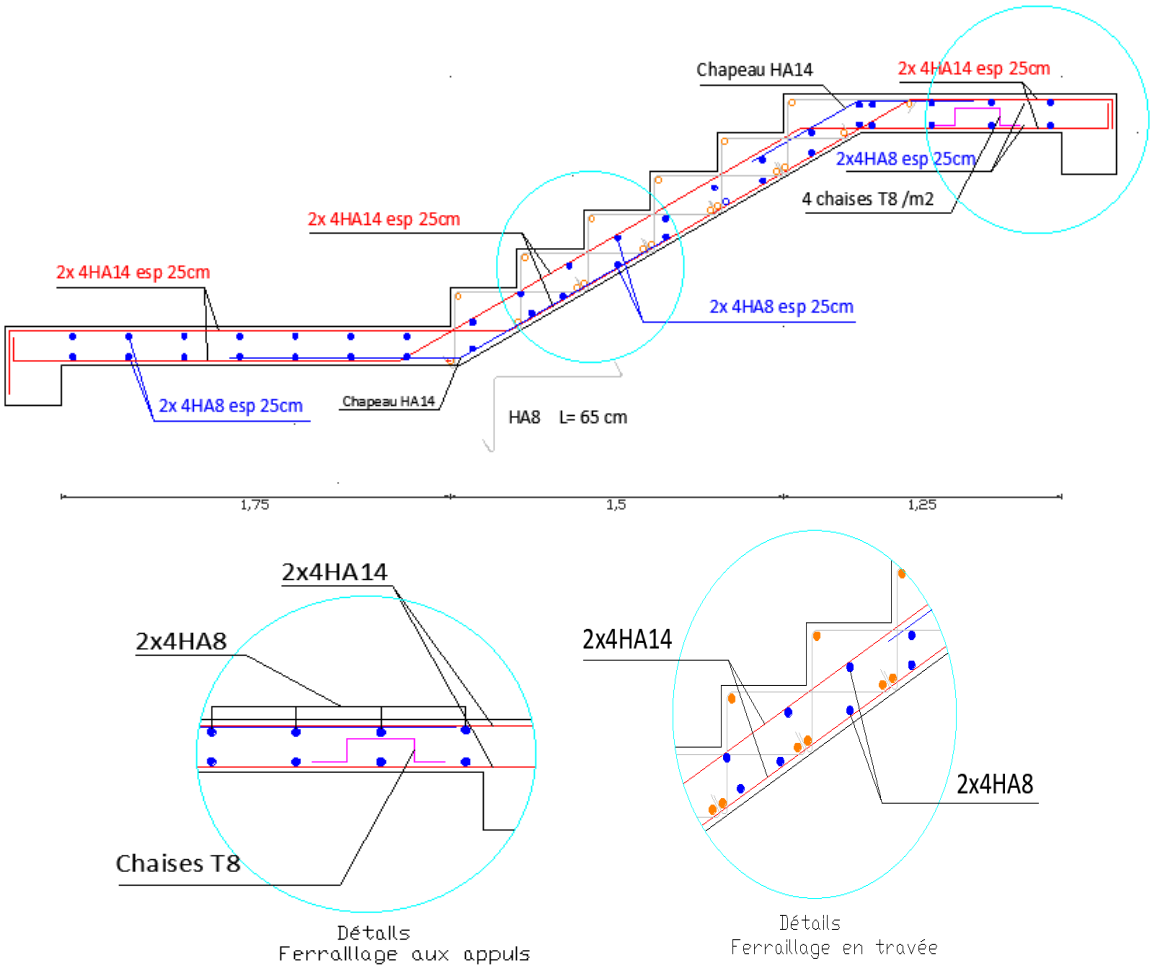


Figure III. 21 schéma de ferraillage d'escalier

III.4 Calcul de la poutre palière

III.4.1 Introduction

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.

III.4.2 Prédimensionnement

Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
- h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 2{,}9 - 25 = 2{,}65m \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10} \quad donc: \ 17{,}67\ cm \leq h_t \leq 26{,}5\ cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour h_t = 30 cm

Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \quad d'où : \ 12\ cm \leq b \leq 21\ cm$

Compte tenu des exigences du RPA **(Art 7.5.1)**

$b \geq 25cm$, on opte pour b=25cm

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\ cm^2$

III.4.3 Détermination des charges

- ✓ Poids propre de la poutre (partie A): $G = 25 \times 0{,}25 \times 0{,}3 = 1{,}875\ \ KN/mL$
- ✓ Poids propre de la poutre (partie B): $G = \frac{0{,}25 \times 0{,}3 \times 25}{\cos(34{,}21)} = 2{,}267\ \ KN/mL$

III.4.4 Chargement du aux réactions du palier

- **ELU :** R_A = 31,92 KN
- **ELS :** R_A = 23,00 KN

III.4.5 Combinaison des charges

ELU :

$$\begin{cases} quA = 1{,}35G + \dfrac{2Tu}{L} = 1{,}35 \times 1{,}875 + \dfrac{2 \times 31{,}92}{4{,}50} = 16{,}72\,KN/mL \\ quB = 1{,}35G + \dfrac{2Tu}{L} = 1{,}35 \times 2{,}267 + \dfrac{2 \times 31{,}92}{4{,}50} = 17{,}25\,KN/mL \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} quA = 1{,}35G + \dfrac{2Ts}{L} = 1{,}35 \times 1{,}875 + \dfrac{2 \times 23{,}00}{4{,}50} = 12{,}75KN/mL \\ quB = 1{,}35G + \dfrac{2Ts}{L} = 1{,}35 \times 2{,}267 + \dfrac{2 \times 23{,}00}{4{,}50} = 13{,}28\,KN/mL \end{cases}$$

III.4.6 Calcul des efforts à L'ELU

❖ Calcul des Réactions d'appuis :

$\sum F = 0 \rightarrow RA+RB-16{,}72\ (1{,}75) - 17{,}25\ (1{,}50) - 16{,}72\ (1{,}25) = 0$

RA+RB=76,035 KN

$\sum M / B = 0 \rightarrow RA \times 4{,}50 - 16{,}72\ (1.75) \times (3{,}625) - 17{,}25\ (1.50) \times (2) - 16{,}72\ (1{,}25) \times (0{,}625) = 0 \rightarrow RA(4{,}50) - 170{,}88 = 0$

RA= 37,97 KN

RB= 38,06 KN

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.16. Tableau récapitulatif des efforts.

Tronçon (m)	*Effort tranchant*	*Moment fléchissant*	*X (m)*	*T_y (KN.m)*	*M_z (KN.m)*
0 ≤ x ≤ 1,75	+37,97 -16,72x	$37{,}97x - 16{,}72\,\frac{x^2}{2}$	0	37,97	0
			1,75	8,71	40,84
1,75≤ x ≤3,25	+38,9 -17,25x	$-17{,}25\,\frac{(x-1{,}75)^2}{2}$-29,26(x-0,875)+37,97x	1,75	8,71	40,84
			3,25	-17,16	34,50
0≤ x ≤1,25	-38,06 +16,72x	$38{,}06x - 16{,}72\,\frac{x^2}{2}$	0	-38,06	0
			1,25	-17,16	34,51

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

Ty = 0 pour : +38,9 -17,25x = 0 donc : x = 2,26 m (tronçon 2)

Donc : Mz max = 43,04 KN.m

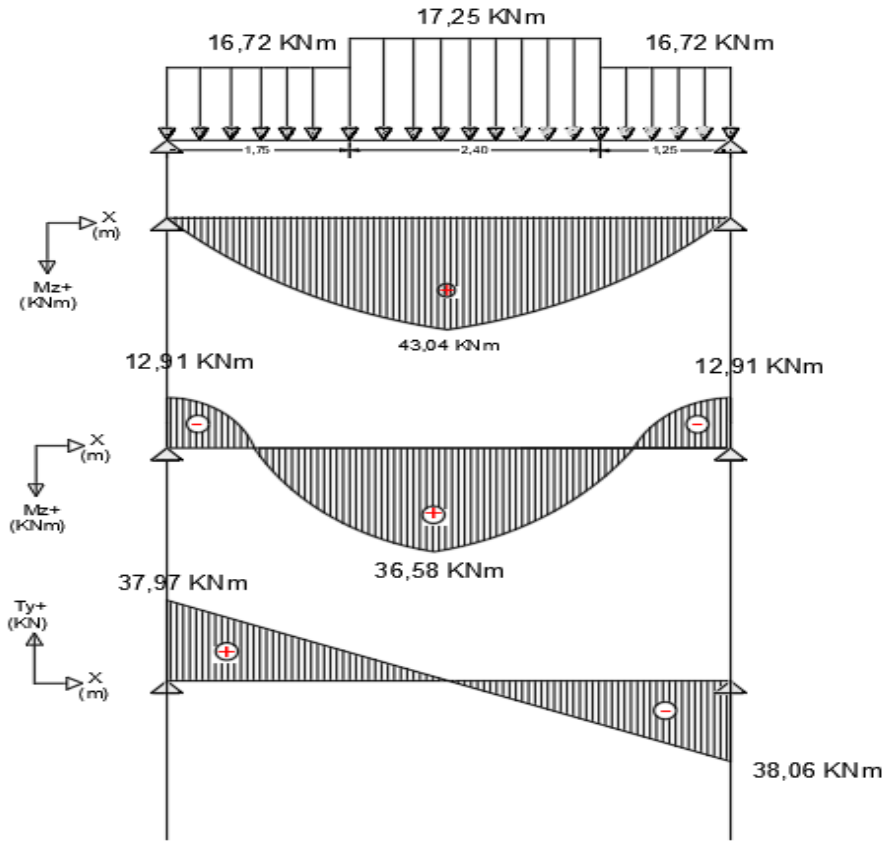
Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

➢ **Sur appuis :** $M_a = -0{,}3M_u^{max} = -0{,}3 \times 43{,}04 = -12{,}91 \ \ KN.m$

➢ **En travée :** $M_t = 0{,}85M_u^{max} = 0{,}85 \times 43{,}04 = 36{,}58 \ KN.m$

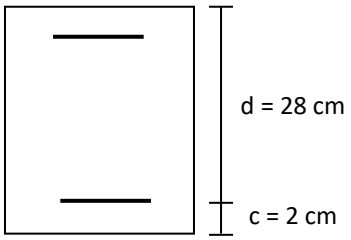
❖ **Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant**



Figures III.22. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

III.4.7 Calcul des armatures

❖ **Aux appuis**



$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12{,}91 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14{,}2} = 0{,}046$$

$\mu_b = 0{,}046 < \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ **Section simplement armée**

$\mu_b = 0{,}046 \Rightarrow \beta = 0{,}976$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12{,}91 \times 10}{0{,}976 \times 0{,}28 \times 348} = 1{,}36\, cm^2$$

On opte pour 3HA14 = 4,62 cm^2

❖ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36{,}58 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14{,}2} = 0{,}131$$

$\mu < \mu_\ell \Rightarrow$ **S.S.A**

$\mu = 0{,}131 \Rightarrow \beta = 0{,}929$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36{,}58 \times 10}{0{,}929 \times 0{,}28 \times 348} = 4{,}04 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14= 4,62 cm^2

III.4.8 Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 25 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}84\ cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} A_t = 4{,}62\ cm^2 > A_{min} \\ A_a = 4{,}62\ cm^2 > A_{min} \end{array}\right\} \Rightarrow$$ Conditions vérifiées

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 Art A.5.2.2)

$V_u^{max} = 38{,}06\ KN$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{38{,}06 \times 10^3}{250 \times 280} = 0{,}544 MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\}$$ = min (3,33 MPA, 5 MPA) = 3,33MPA

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91 Art A.6.1.3)

$V_u^{max} = 38{,}06\ KN$

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3{,}15$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9 \times d \times \sum U_i} \qquad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{38{,}06 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 3 \times 3{,}14 \times 10} = 1{,}60 MPA$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\left\{ 12 ; 8{,}57 ; 25 \right\} = 8{,}57\ mm$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm^2 → (1cadre+1étrier) ϕ8

Espacement des barres (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$S_t \leq \min(0{,}9d, 40cm)$

$S_t \leq \min(25.2cm, 40cm) = 25.2cm$

$\Rightarrow S_t = 25cm$

Dans les zones critiques : D'après le RPA**2024, Art7.5.2**

S = min ($\frac{h}{4}$;24φt;17.5 cm;6φl)=min (7.5 ; 24× 0.8 ; 17.5 ; 6× 1.4)= 7,5cm

En dehors de la zone critique :

$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$

Avec :

s′ = min($\frac{h}{4}$;12φl)=min (7,5; 12× 1,4)= 7,5cm

Soit S'= 7,5 cm.

Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi . fe}{4\overline{\tau}_{se}} \qquad \text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = 0{,}6\psi_s^{\ 2} f_{t28} = 2{,}835$$

Avec :

Ψ_s =1,5 et f_{t28} =2,1 MPA

$l_s = \frac{1\times400}{4\times2,835} = 35,27cm.$ Soit l_s= 35 cm

Les règles de **BAEL91 modifié99** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 ls** pour les aciers haute adhérence.

$l_a = 0,4l_s = 0,4\times 35 = 14cm.$ soit L_a = 14cm

III.4.9 Calcul à L'ELS :

$$q_S A = 12,75\ KN/mL$$
$$qsB = 13,28KN/mL$$

❖ **Calcul des Réactions d'appuis :**

∑ F = 0 → RA+RB-12,75 (1,75) – 13,28 (1,50) – 12,75 (1,25) = 0

RA+RB=58,17 KN

∑ M / B= 0 → RA x 4,50 – 12,75 (1.75) x (3,625) – 13,28 (1.50) x (2) – 12,75 (1,25) x (0,625) = 0 → RA(4,50) – 130,68 = 0

RA= 29,04 KN

RB= 29,13 KN

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.17. Tableau récapitulatif des efforts.

Tronçon (m)	***Effort tranchant***	***Moment fléchissant***	***X (m)***	***T_y (KN.m)***	***M_z (KN.m)***
0 ≤ x ≤ 1,75	+29,04 -12,75x	$29,04x - 12,75\frac{x^2}{2}$	0	29,04	0
			1,75	6,73	31,30
1,75≤ x ≤3,25	+29,97 -13,28x	$-13,28\frac{(x-1,75)^2}{2}$-22,31(x-0,875)+29,04x	1,75	6,73	31,30
			3,25	-13,19	26,45
0≤ x ≤1,25	-29,13 +12,75x	$29,13x - 12,75\frac{x^2}{2}$	0	-29,13	0
			1,25	-13,19	26,45

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

Ty = 0 pour : +29,97 -13,28x = 0 donc : x = 2,26 m (tronçon 2)

Donc : Mz max = 33 KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

➢ **Sur appuis :** $M_{sa} = -0{,}3M_s^{max} = -0{,}3\times 33 = -9{,}90\ KN.m$

➢ **En travée :** $M_{st} = 0{,}85M_s^{max} = 0{,}85\times 33 = 28{,}05\ KN.m$

1. **Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant**

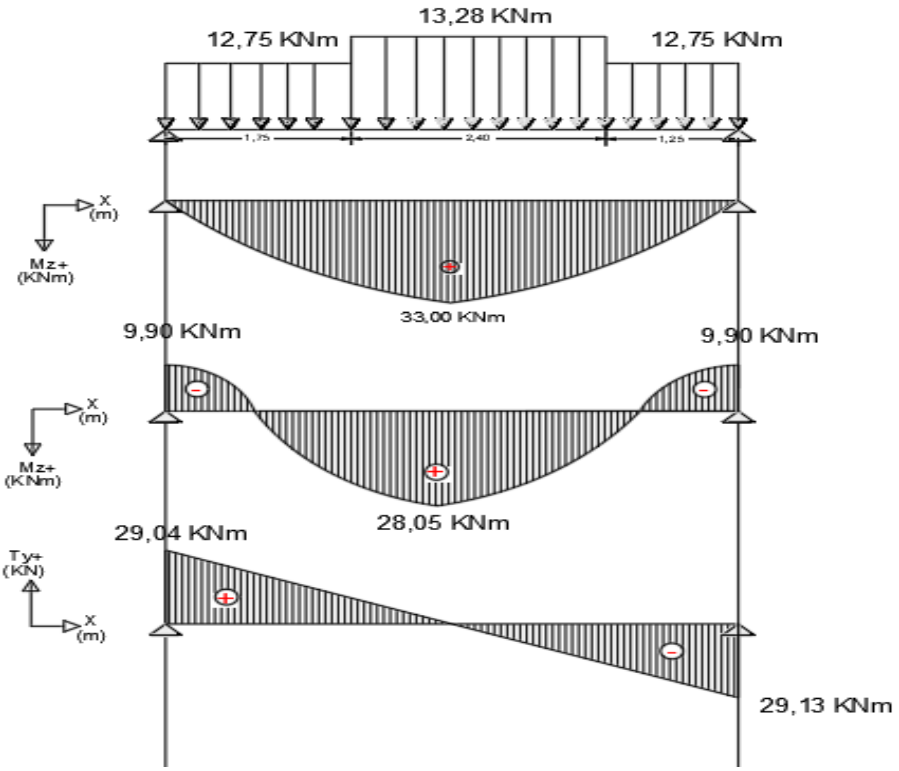


Figure III.23. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.10 Vérifications à L'ELS

1. **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \le 0{,}6.f_{c28} = 15\ MPa$

Avec : $\sigma_{bc} = K\times\sigma_s \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\times f_{c28}$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100\times A_a}{b\times d} = \frac{100\times 4{,}62}{25\times 28} = 0{,}660$$

$$\rho_1 = 0{,}660 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}881 \\ K1 = 27{,}02 \end{cases}$$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{9{,}90 \times 10^6}{0{,}881 \times 280 \times 4{,}62.10^2} = 86{,}87 MPA$

$\sigma_{bc} = (1/27{,}02) \times 86{,}87 = 3{,}21 MPA$

$\sigma_{bc} = 3{,}08\ MPA < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100x4{,}62}{25x\ 28} = 0{,}660 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}881 \\ K1 = 27{,}02 \end{cases}$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{28{,}05 \times 10^6}{0{,}881 \times 280 \times 462} = 246{,}13\ MPA$

$\sigma_{bc} = (1/27{,}02) \times 246{,}13 = 9{,}11\ MPA < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.4.11 Vérification de la flèche :

Les règles **(BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1),** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}\ MPa \end{cases}$$

❖ $\frac{h}{\ell} = \frac{30}{290} = 0{,}103 > \frac{1}{16} = 0{,}0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ $\frac{h}{\ell} = 0{,}103 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28{,}05}{10 \times 33} = 0{,}085 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{462}{250 \times 280} = 0{,}007 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \Rightarrow$ Condition vérifiées

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectue.

Conclusion :

Le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

- Armatures longitudinales : **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**

  3HA 14 filantes pour le lit supérieur.

- Armatures transversales : **(1cadre+1étrier) ϕ8**

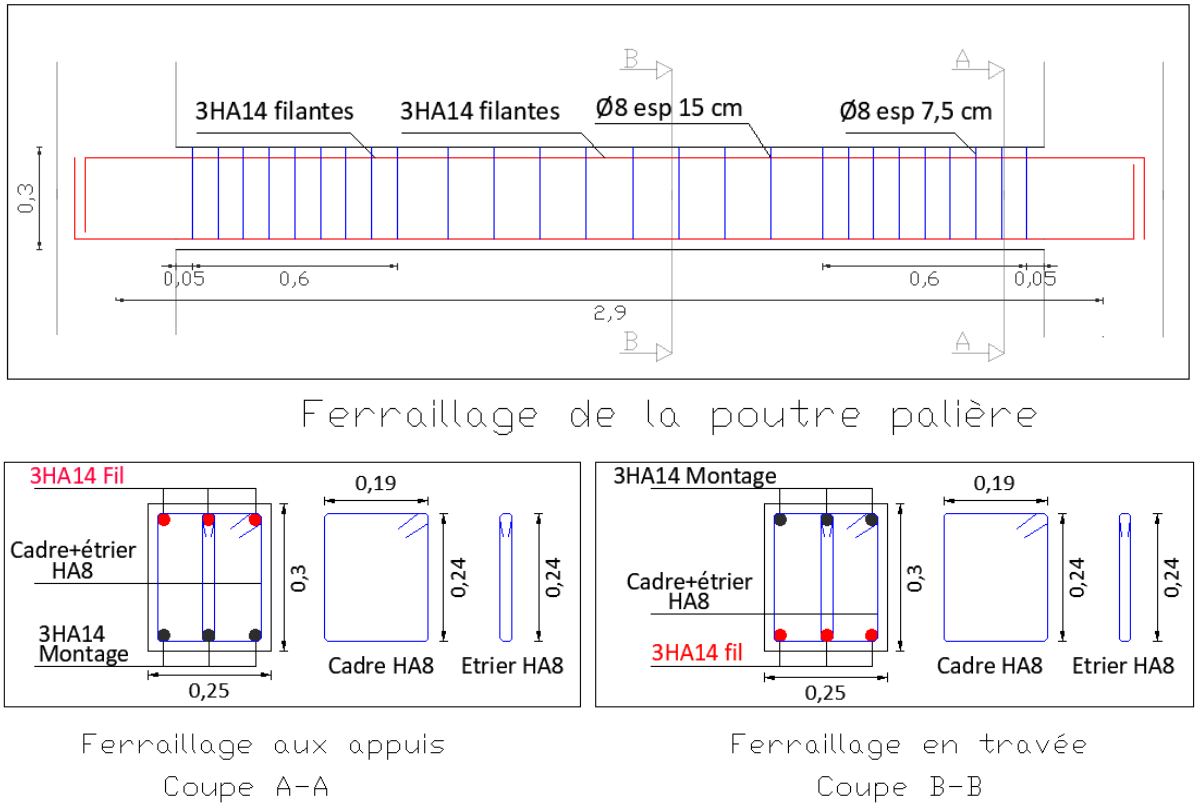


Figure III.24 schéma de ferraillage de la poutre palière

III.5 Poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui du plancher.

III.5.1 Pré dimensionnement

La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Largeur : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$ Avec L:la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

L =335-25=310cm

La largeur de la poutre principale « b » $\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$ *donc* : $20.667cm \leq h_t \leq 31cm$

Compte tenu des exigences du RPA 2024, On opte pour h_t = 30 cm

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$ D'ou : $12cm \leq b \leq 21cm$

D'après les exigences du RPA 2024 (Art 7.5.1) , on prend b = 25 cm

Donc : la poutre de chainage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)$ cm^2

III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q

- Poids propre de la poutre = $25 \times 0{,}25 \times 0{,}3 = 1.875\,KN/ml$
- Poids du mur (double cloison) = 2 ,36(3,06-0,20)=6,75KN/ml
- Le poids du plancher = 5,24x (0,65/2)=1,703KN/ml.

Le poids propre total G = **10.328 KN/ml.**

La charge d'exploitation Q =1,5x (0,65/2) = **0,49 KN/ml.**

III.5.3 Combinaison des charges

- **À l'ELU :** q_u = 1,35 G +1,5 Q =1,35×10.328+1.5x0.49 = **14.68KN/ml**
- **À l'ELS :** q_s = G+Q=10.328 +0.49= **10.82 KN/ml**

III.5.4 Calcul des efforts à l'ELU

➢ **Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14{,}68 \times (3.35)^2}{8} = 20.59KN.m$$

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée : $Mt = 0{,}85 \times M_u^{\max} = 0{,}85 \times 20.59 = 17.50 KN.m$

Sur appuis : $M_a = -0{,}3 \times M_u^{\max} = -0{,}3 \times 20.59 = -6.18 KN.m$

- **Effort tranchant :**

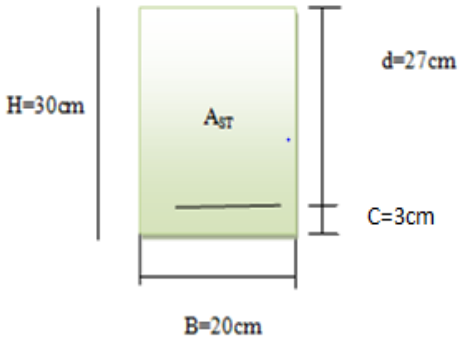
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.68 \times 3.35}{2} = 24.59 KN$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

III.5.4.1 Calcul des armatures

- **Les armatures longitudinales**

En travée



$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{17.50 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

μ=0.068 $\Rightarrow \beta$=0.965

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17.50 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 1.93 cm^2$$

On opte pour : **2 HA12= 2.26 cm²**

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{6.18 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu_b = 0.024 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

μ =0.024 $\rightarrow$ β=0.988

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6.18 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 0.666 cm^2$$

On opte pour : **2 HA12 = 2.26 cm².**

➢ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l \;;\; \frac{h}{35} \;;\; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1{,}2 \;;\; 0.8 \;;\; 2.5\} = 0.8cm = 8mm$$

Avec : $\begin{cases} \text{h : La hauteur totale de la poutre.} \\ \Phi \text{ : Le diamètre des barres longitudinales.} \\ \text{b : La largeur totale de la poutre} \end{cases}$

On choisit un diamètre : **ϕ8**

Donc on adopte 2 HA8= 1 ,01cm^2. $\Rightarrow$ 1 cadre $\phi 8$

➢ **Vérification l'espacement des armatures transversales** **(RPA2024, Art7.5.2)**

Dans la zone critique :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\emptyset t; 17{,}5cm; 6\emptyset l\right) = \min(7.5; 19.2; 17.5; 7.2) = 7{,}2cm$$

En dehors de la zone critique :

$$S' \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

Avec :

$$S' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset l\right) = \min(7.5\,; 14.4) = 7{,}5cm$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = 0.003 \times s \times b} \;\rightarrow\; \boldsymbol{s = \frac{A_t}{0.003 \times b}} = \frac{1.01}{\mathbf{0.003 \times 25}} = 13{,}47\ \boldsymbol{cm > 7{,}2}$$

III.5.4.2 Vérification à l'ELU

➢ **Condition de non-fragilité (BAEL91. Art. A.4.2,1)**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815cm^2.$$

$$\left.\begin{array}{l} A_a = 2.26cm^2 \rangle A_{min} = 0.815cm^2 \\ A_t = 2.26cm^2 \rangle A_{min} = 0.815cm^2 \end{array}\right\} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

L'influence sur le béton : On doit vérifier que $T_{u\max} \le 0{,}4.d.b.0{,}9\dfrac{fc_{28}}{\gamma_b}$.

On a: $T_u^{max}=24.59KN$

$0{,}4.d.b.0{,}9\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4\times 27\times 25\times 0.9\times\dfrac{25}{1.5} = 405KN$

$\rightarrow$ $T_u^{max}=24.59KN < 405KN$

$\rightarrow$ **Condition vérifiée**

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \ge \dfrac{\gamma_S}{fe}\left(T_u + \dfrac{M_{au}}{0{,}9.d}\right)$

$$A_a = 2.26 \ge \frac{1{,}15}{400}\left(24.59 + \frac{6.18}{0{,}9\times 27}\right) = 0.071\text{cm}^2$$

$A_a = 2.26\ cm^2 > 0.071cm^2$ $\rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Et aussi : $A_t = 2.26cm^2 > 0.071cm^2$ $\rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91modifée99. Art. A.6.1,3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi_s .f_{t28} = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa$ avec :Ψ=1.5 HA

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d.\sum u_i} = \frac{24.59\times 10^3}{0.9\times 270\times 3.14\times 12\times 2} = 1.343MPa \qquad avec\ :\ \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$\tau_»se» = »1.343\ MPa»\langle\bar{\tau}_»se» = »3.15MPa»$ $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1,2)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{bd} \le \bar{\tau}$$

$$avec:\ \bar{\tau} = \min\left\{0.2.\times\frac{f_{c28}}{\gamma};5MPa\right\} = \min\left\{0.2\times\frac{25}{1.5};5\ MPa\right\} = 3.33MPa$$

$\tau_{se} = \dfrac{24.59}{250\times 270}\times 10^3 = 0.364MPa \le \bar{\tau} = 3.333MPa$ $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **Vérification l'espacement des armatures transversales (Art. A.5.1.22. BAEL91)**

St ≤ Min (0,9d; 40cm) = min (0,9x27; 40) = 24.3 cm

St ≤ 24.3 cm ⇒ St = 20 cm

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t . fe}{b.S_t} \geq 0{,}4 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \frac{2.26 \times 400}{25 \times 20} = 1.808 \text{ MPa} > 0{,}4 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

III.5.5 Les différents calculs à l'ELS :

➢ **Moment isostatique**

On a : $q_s = 10.95$ KN/ml.

$$M_s = M_s^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.82 \times 3.35^2}{8} = 15.18 KN.m$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_s^a = -0.3 \times M_s^{max} = -0.3 \times 15.18 = -4.554 KN.m$

En travée : $M_s^t = 0.85 \times M_s^{max} = 0.85 \times 15.18 = 12.903 KN.m$

➢ **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.82 \times 3.35}{2} = 18.12 KN$$

III.5.6 Vérifications à l'ELS

➢ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Aux appuis

$A_t = 2.26 cm^2$; $M_s^a = 4.554$KN.ml

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.26}{25 \times 27} = 0.33$$

$\rho_1 = 0.33 \longrightarrow \beta = 0.910 \longrightarrow K_1 = 40.56$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1.A_S.d} = \frac{4.554\times10^3}{0.910\times2.26\times27} = 82.01MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.01}{40.56} = 2.02\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times25 = 15MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 82.01 \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

En travée

A_t=2.26cm^2 ; M_s^t =12.903KN.ml

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \le \sigma_{bc} = 0.6\,f_{c28}$ =0.6x25=15MPa

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100\times2.26}{25\times27} = 0.33$$

ρ_1=0.33 $\Rightarrow$ β_1=0.910 $\Rightarrow$ K_1=40.56

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1.A_t.d} = \frac{12.903\times10^3}{0.910\times2.26\times27} = 232.37MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232.37}{40.56} = 5.73MPa < \overline{\sigma} = 0.6\times25 = 15MPa \quad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 232.37 \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

III.5.7 Vérification de la flèche

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{335} = 0.089 \ge \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.089 \ge \frac{M^u}{10M_0} = \frac{12.903}{10\times15.18} = 0.085 \quad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{2.26}{25\times27} = 0.003 \le \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

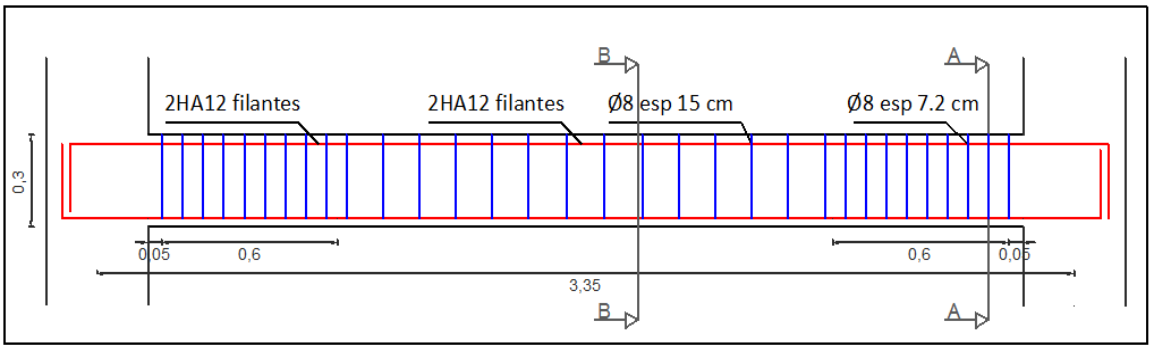
Conclusion :

Le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

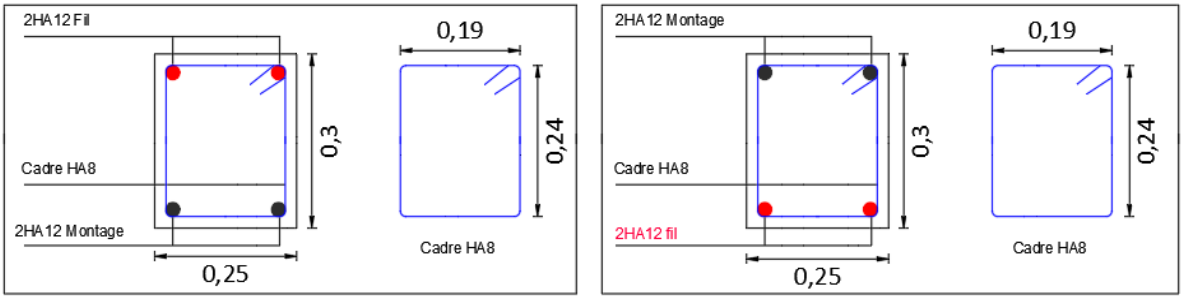
- Armatures longitudinales : **2HA12 filantes pour le lit inférieur.**

  2HA 12 filantes pour le lit supérieur.

- Armatures transversales *:* **(1cadre) ϕ8**



Ferraillage de la poutre de chainage



Ferraillage aux appuis
Coupe A-A

Ferraillage en travée
Coupe B-B

Figure III.25 schéma de ferraillage de la poutre de chainage

III.6 Calcul de la dalle salle machine

III.6.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettant manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (1.20× 1.35)= 1.62 m² appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

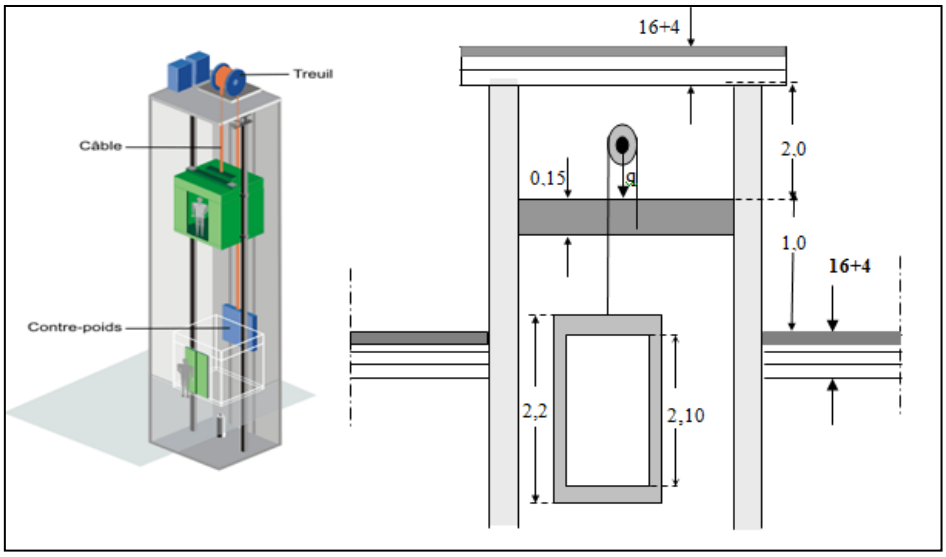


Figure III.26 Schéma représentatif de la salle machines

III.6.2 Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrées par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec une épaisseur de la dalle : $$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{30} = 4.00 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12cm. Pour notre cas, on opte pour $\mathbf{h_t = 15}$ **cm**

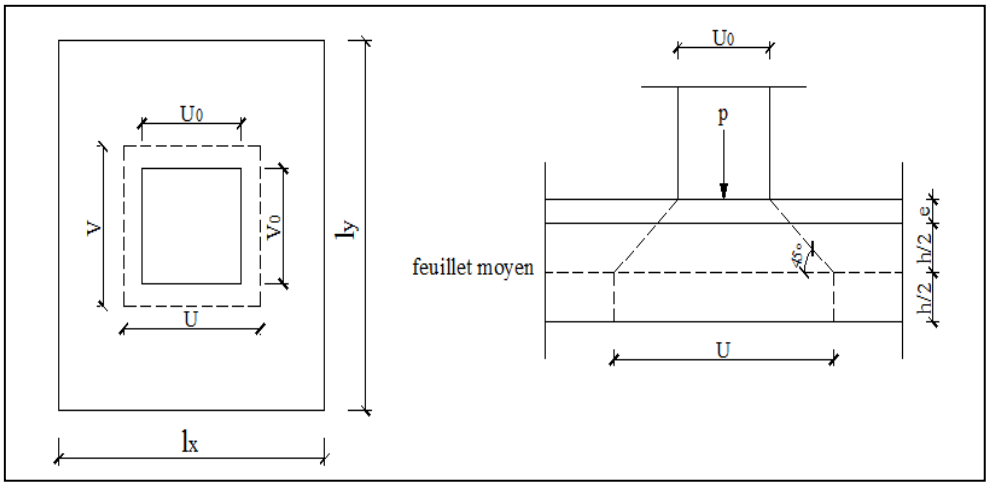


Figure III.27 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- ht: épaisseur de la dalle. (h_t = 15 cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée (U0 = V0 = 80cm).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

- **Évaluation de moments MX1et MY1 dus aux systèmes de levage à L'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = q.(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q.(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports (Lx/Ly, U/Lx, V/Ly)
- q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U, V : cotés de la surface réduite.
- ν: Coefficient de poisson de béton qui est égal à : ν=0 …… à l'ELU

  ν=0.2……. à l'ELS

Détermination les coefficients M01et M02

$$\frac{l_x}{l_y}=\frac{1,20}{1.35}=0,89$$

$1<\rho=0.89>0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\left.\begin{array}{l}\rho=\dfrac{l_x}{l_y}=\dfrac{1.20}{1.35}\approx 0.9\\ \dfrac{U}{l_x}=\dfrac{105}{1.20}\approx 0,9\\ \dfrac{V}{l_y}=\dfrac{105}{135}=0,8\end{array}\right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons : $M_{01}=0.055$; $M_{02}=0.043$

Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left.\begin{array}{l}M_{x1}=(M_1+\nu M_2)\,q_u\\ M_{y1}=(M_2+\nu M_1)\,q_u\end{array}\right\}$$ avec ν=0 à l'ELU et $q_u=1.35P=1.35x90=121.5KN/ml$

Donc :

$M_{x1}=q_uM_{01}=121.5x0.055=6.68$ KN.m

$M_{y1}=q_u M_{02}=121.5x0.043=5.22$ KN.m

➢ **Évaluation de moments $M_{X\,2}$ et M_{Y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_y q.l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_x M_{x2} \end{cases}$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho=0.9$ donc : $\mu_x=0.0458$, $\mu_y=0.778$

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

et Q: charge d'exploitation =1KN/ml

G : poids propre de la dalle : $G=\gamma_b$. edalle .1ml = 25x0.15x1 = 3.75KN/ml

$q_u=1.35x3.75+1.5x1=6.56KN/ml$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x.q_u.l_x^2 = 0.0458x\ 6.56x1.2^2 = 0.433KN/ml \\ M_{y2} = \mu_y.M_{x2} = 0.778x0.433 = 0.337KN/ml \end{cases}$$

Superposition des moments : M^{ts}

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.68+0.43=7.11KN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.22+0.337=5.56KN.m$

Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

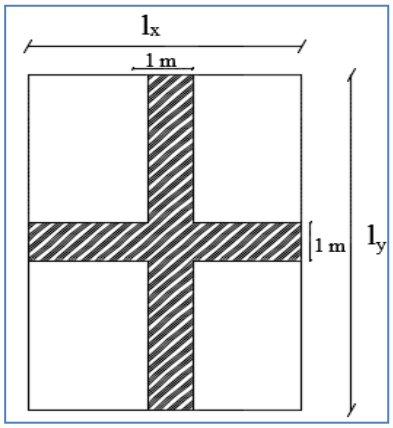
$M^t_x=0.85x7.11=6.043KN.m$

$M_y^t=0.85x5.56=4.726KN.m$

Aux appuis :

$M^a_x=-0.3x7.11=-2.133KN.m$

$M_y^a=-0.3x5.56= -1.668KN.m$



III.6.3 Ferraillage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

b = 100 cm; h = 15cm; c = 3 cm; d = 12cm.

➢ **Dans le sens de la petite portée x-x**

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.043\times10^3}{100\times12^2\times14.2} = 0.029$$

Avec :

f_{bu} =14.20MPa

d=h-c=15-3=12cm

b =100cm

M_x^t =6.043KN.m

μ=0.029<μ_l=0.392 ⇒section simplement armée

μ=0.029 → β=0.985

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6.043\times10^3}{0.985\times12\times348} = 1.47cm^2$$

Soit : A_t = **4 HA8 = 2.01cm²** Avec : un espacement du **S_t = 25cm.**

Aux appuis

M_x^a =2.133KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.133\times10^3}{100\times12^2\times14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$ → section simple armée (SSA)

μ=0.010 → β=0.995

$$A_t = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.133\times10^3}{0.996\times12\times348} = 0.513cm^2$$

On adopte : **A_a = 4 HA8 = 2.01cm²** avec un espacement : **S_t = 25cm**

➢ **Dans le sens de la grande portée y-y**

- En travée : M_y^t =4. 726KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4.726\times10^3}{100\times12^2\times14.2} = 0.023$$

μ=0.023<μ_l=0.392 → section simplement armée (SSA)

μ=0.023 → β=0.989

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4.726\times10^3}{0.989\times12\times348} = 1.144cm^2$$

A_t=1.144cm² adopté a une section : A_t= **4HA8 = 2.01cm²** Avec : un espacement : **S_t=25 cm.**

- Aux appuis : M_y^a =1.668KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.668\times10^3}{100\times12^2\times14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{ section simple armée (SSA)}$$

μ=0.008 $\longrightarrow$ β=0.996

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{1.668\times10^3}{0.996\times12\times348} = 0.40cm^2$$

On adopte à : **A_a= 4 HA8 = 2.01cm²** avec un espacement : **S_t = 25 cm**

III.6.4 Vérification à l'ELU

➢ Condition de non-fragilité

La condition de non-fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0=80 $^0/_{00}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale sens x-x

$$W_x = \frac{A_{x\,min}}{bh} \geq W_0\,(3-\alpha_x)/2 \quad \rightarrow \quad A_{x\,min} \geq W_0.b.h\,(3-\alpha_x)/2$$

Avec : α_x=0.9 et W_0=0.8$^0/_{00}$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6mm

$$W_0.b.h\,(3-\alpha_x)/2 = 0.0008\times100\times15\times(3-0.9)/2 = 1.26cm^2$$

A_x=A_{xmin}=1.26cm² < A_x=2.01cm² $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

Direction secondaire sens y-y

$$W_y = \frac{A_{y\,min}}{bh} \geq W_0 \quad \Longleftrightarrow \quad A_{xy\,min} \geq W_0.b.h$$

$$W_0.b.h = 0.0008\times100\times15 = 1.2cm^2$$

A_y=A_{ymin}=1.2cm² < A_y=2.01cm² $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : La condition de non-fragilité est vérifiée dans les deux sens.

➢ **Condition de non poinçonnement** **(Art. A.5.2.42/BAEL91modifie 99)**

$$P_u \le Q = 0.045\mu_C h\ f_{c28}/\gamma_b = (0.045)(4.2)(0.15)(25\times10^2/1.5) = 472.5KN$$

Avec :

μ_c =2×(U+V)=2×(1.05+1.05) = 4.2m Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_U : Charge de calcul à L'ELU=1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

P_u=121.5KN/ml < Q= 472.5kN/ml → **Condition vérifiée**

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➢ **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \le \min\left(\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$;

La fissuration est peu nuisible

U = V, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$\begin{cases} V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3\times1.05} = 38.57\,KN \quad \text{donc : } \tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{38.57}{100\times12} = 0.032MPa \\ \min\left(\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \min\left\{\frac{0{,}07\times25}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = 1.167\,MPa \end{cases}$$

Donc : τ_u=0.032< $\bar{\tau} = 1.167MPa$ → **Condition vérifiée**

➢ **Écartement des barres** **(Art A.8.2.42 BAEL 91)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).

St = 25 cm ≤ min (2h, 25cm) = min (30cm, 25cm) = **25 cm**

Direction secondaire ou moins sollicitée : min (3h, 33cm).

St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = (45cm, 33cm) = **33 cm.**

➢ **Diamètre minimale des barres**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{max} \leq h_0/10=15/10=1.5cm$

ϕ_{max} =8mm≤15mm → **Condition vérifiée**

III.6.5 Vérification de l'E.L.S

➢ **Évaluation les moments M_x et M_Y dus aux system à L'ELS**

M_{01}=0.055 M_{02}=0.043

Moment engendré par le système de levage

$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s$.

$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s$. Avec : P_s =90 KN/m^2

Mx_1= (0,055+ 0,2 × 0,043) × 90 = 5.724KN.m

My_1= (0.043 + 0,2 × 0,055) × 90= 4.86KN.m

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75$ KN/m^2. Avec : G= e_{dalle} .γ_b .1ml=15x25x1mL=3.75KN/ml

$\rho = 0, 90 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0, 0529. \\ \mu_y = 0,846. \end{cases}$

$Mx_2 = \mu_x q_s l_x^2 = 0, 0529 \times 4, 75 \times (1.2)^2 = 0. 362$KN.m

$My_2 = \mu_y \times Mx_2$ =0.306KN.m.

Superposition des moments :

$M_x = Mx_1 + Mx_2$ =5.724+0.362= 6.086KN.m

$My = My_1 + My2$ = 4.86+0.306=5. 166KN.m

Correction des M_{ix} et $M_{iy:}$

Les moments calculés seront munis en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

M^t_x=0.85x6.086=5.173KN.m

M_y^t=0.85x5.166=4.391KN.m

Aux appuis :

M^a_x=-0.3x6.086=-1.826KN.m

M_y^a=-0.3x5.166= -1.550KN.m

➢ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Sens x-x

En travée

M_x^t =5.173kN.ml ; A_t=2.01cm^2

Contrainte de compression dans l'acier

et : $\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.173 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 229.87MPa$$

$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ Fissuration peu préjudiciable

$\sigma_s = 229.87MPa \prec \overline{\sigma}_s = 348MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229.87}{59.63} = 3.85MPa$$

$\sigma_b = 3.85MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \rightarrow$ condition verifée

Aux appuis

M_{xa} =1.826kN.ml ; Aa=2.01cm^2

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$\overline{\sigma_s}$ = 348MPa MPa et $\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.826 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 81.14MPa$

$\sigma_s = 81.14MPa \prec \overline{\sigma}_s = 348MPa \Rightarrow$ *condition vérifiée.*

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.14}{59.63} = 1.36MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.36MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa$ condition vérifier

Sens y-y

En travée

M_y^t =4.391 kN.ml. A_t=2.01cm^2

Contrainte de compression dans l'acier :

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{et :} \quad \sigma_s = \dfrac{M_s^t}{\beta \times d \times A_s} = \dfrac{4.391 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 195.12MPa \\ \sigma_s = 195.12Pa \prec \overline{\sigma_s} = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.12}{59.63} = 3.27MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 3.27MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

Aux appuis

Contrainte de compression dans l'acier :

M_y^a =1.550kN.ml ; A_a=2.01cm^2 $\rho_1 = \dfrac{100 \times A_s}{b \times d} = \dfrac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \dfrac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \dfrac{1.550 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 68.88MPa \\ \sigma_s = 68.88MPa \prec \overline{\sigma_s} = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{68.88}{59.63} = 1.15MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

III.6.6 Vérification de l'état limite de déformation

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

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ → Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_u}{20M_0} = \frac{6.086}{20 \times 5.173} = 0.059$ → Condition vérifiée
- $\frac{A_S}{b.d} = \frac{2.01}{100.12} = 0.001675 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ → Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferraillage de la dalle de la sale machine est comme suite :

Armatures dans les sens x-x :

- En travée : 4HA8 avec (esp = 25cm)
- Aux appuis : 4HA8 avec (esp = 25cm)

Armatures dans le sens y-y :

- En travée : 4HA8 avec (esp = 25cm)
- Aux appuis : 4HA8 avec (esp = 25cm)

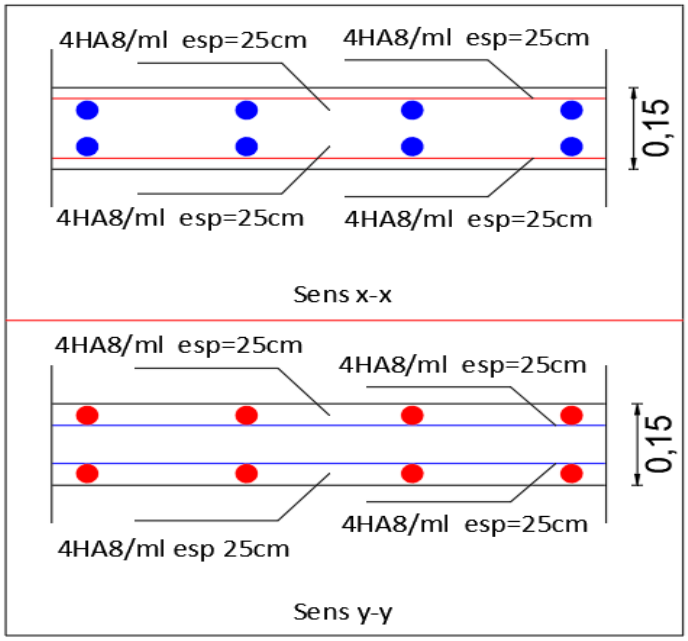


Figure III.28 schéma de ferraillage de la salle machine

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV.1. Introduction

En génie civil, le contreventement constitue un élément fondamental dans la stabilité des structures face aux sollicitations horizontales, qu'il s'agisse de l'action du vent, des séismes, ou d'efforts dynamiques tels que les chocs ou le freinage. Il regroupe un ensemble d'éléments structuraux conçus pour assurer, d'une part, la rigidité globale de l'ouvrage, et d'autre part, la stabilité locale de composants sensibles comme les poutres et les poteaux, notamment contre des phénomènes d'instabilité tels que le flambage ou le déversement.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventements qui peut être assuré par :

- ✓ Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles
- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéresse à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2. Disposition des voiles

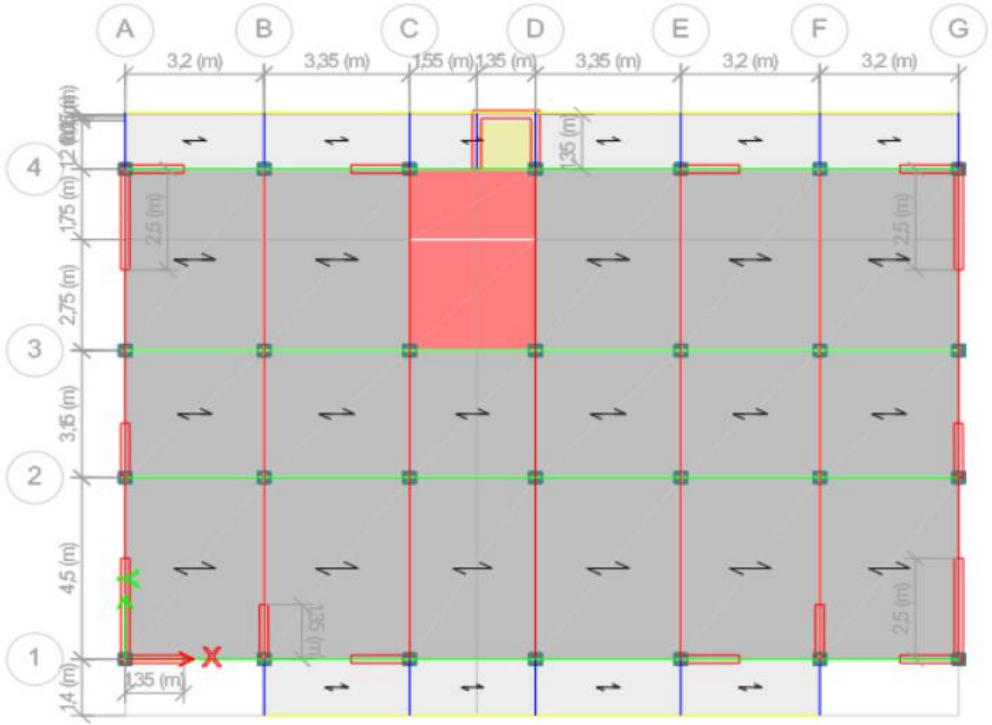


Figure IV.1 : schémas de disposition des voiles.

IV.3. Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent provoquer des effets de torsion dans les structures qu'elles sollicitent. Ces effets deviennent particulièrement nuisibles lorsque les résultantes de ces forces sont significativement décalées par rapport au centre de torsion.

Il est donc essentiel de positionner les voiles de manière optimale, afin qu'ils puissent à la fois résister efficacement aux sollicitations sismiques et réduire les effets de torsion induits par les charges.

IV.3.1. Etudes des refends

IV.3.1.1 Calcul les inerties :

a. Refends longitudinaux

$$I_X = \frac{L \times e^3}{12}$$
$$I_Y = \frac{e \times L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à (X-X') donc on prend I_Y

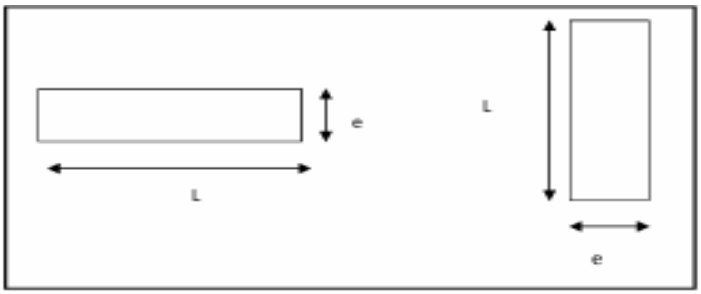


Figure IV.2 : Vue en plan en coupe des refends.

Tableau IV.1 : Inertie des refends longitudinaux.

Sens longitudinal			
voiles	L(m)	e(m)	$I_y(m^4)$
VT1	1,35	0,2	0,041
VT2	1,35	0,2	0,041
VT3	1,35	0,2	0,041
VT4	1,35	0,2	0,041
VT5	1,35	0,2	0,041
VT6	1,35	0,2	0,041
VT7	1,35	0,2	0,041
VT8	1,35	0,2	0,041
VT9	1,35	0,2	0,041
			$\sum I_y$ =0,369

b. Refends transversaux :

$$\left.\begin{aligned} I_y &= \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x &= \frac{e \times L^3}{12} \end{aligned}\right\}$$ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à (Y-Y') donc on prend I_x

Tableau IV.2 : Inertie des refends transversaux.

Sens transversal			
voiles	L(m)	e(m)	$I_x(m^4)$
VT1	1,35	0,2	0,041
VT2	1,35	0,2	0,041
VT3	1,35	0,2	0,041
VT4	1,35	0,2	0,041
VT5	1,35	0,2	0,041
VT6	1,35	0,2	0,041
VT7	2,5	0,2	0,260
VT8	2,5	0,2	0,260
VT9	2,5	0,2	0,260
VT10	2,5	0,2	0,260
			$\sum I_x$ =1,286

IV.4. Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.4.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilise pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau. Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher ;
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation ;
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux ;
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente ;
- Les rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

- ✓ Poteau :$K_P = \frac{I_P}{h_c}$
- ✓ Poutre : $K_{Pr} = \frac{I_{Pr}}{L_c}$

Avec :

I_{Pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_P : Moment d'inertie du poteau

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau

$\bar{L}$: Longueur entre nus des appuis

L_0 : Longueur entre axes des poteaux

$\bar{h}$: Hauteur entre nus des appuis

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_0$$

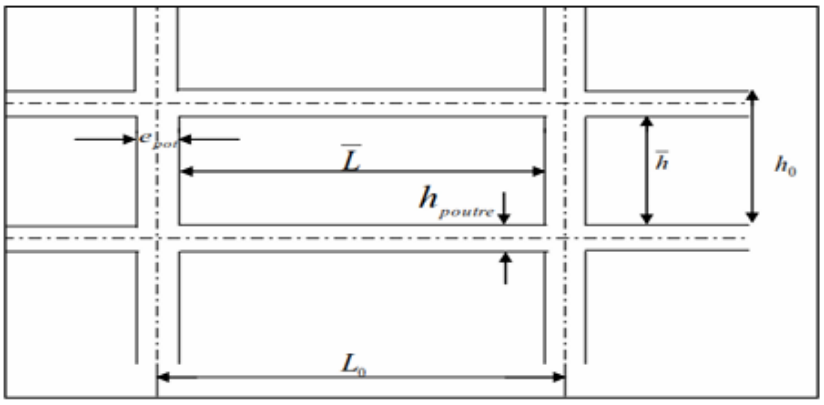


Figure. IV.3. Coupe verticale d'un niveau

IV.4.2. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)

$R_{JX} = \frac{12 \times E}{{H_C}^2} \times \sum a_{ij} \times k_p$ ⟹ Calcul suivant le sens longitudinal.

$R_{JX} = \frac{12 \times E}{{H_C}^2} \times \sum a_{ij} \times k_p$ ⟹ Calcul suivant le sens transversal.

IV .4.2.1. Calcul suivant le sens transversal (y-y)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

- **Poteaux :**

Tableau IV.3: Rigidité des poteaux selon le sens transversal.

Niveau	poteaux	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm^4)	K_{pot} (cm^3)
E6+E7 (30X30)	1	271	30	286	67500	236,013986
	2	271	30	286	67500	236,013986
	3	271	30	286	67500	236,013986
	4	271	30	286	67500	236,013986
E4+E5 (35X35)	1	271	35	288.5	125052,083	433,456095
	2	271	35	288.5	125052,083	433,456095
	3	271	35	288.5	125052,083	433,456095
	4	271	35	288.5	125052,083	433,456095
E2+E3 (40X40)	1	271	40	291	213333,333	733,104237
	2	271	40	291	213333,333	733,104237
	3	271	40	291	213333,333	733,104237
	4	271	40	291	213333,333	733,104237
E1 (45X45)	1	271	45	293.5	341718,75	1164,288756
	2	271	45	293.5	341718,75	1164,288756
	3	271	45	293.5	341718,75	1164,288756
	4	271	45	293.5	341718,75	1164,288756
RDC (45X45)	1	373	45	395.5	341718,75	864,017067
	2	373	45	395.5	341718,75	864,017067
	3	373	45	395.5	341718,75	864,017067
	4	373	45	395.5	341718,75	864,017067

- **Poutres :**

Tableau IV.4 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

Niveau	Travée	$\bar{L}$ (cm)	h_{pout} (cm)	L_C (cm)	I_{pout} (cm^4)	K_{pout} (cm^3)
	1-2	420	35	437,5	89322,9167	204,166667
	2-3	285	35	302,5	89322,9167	295,282369

E6+E7	3-4	420	35	437,5	89322,9167	204,166667
E4+E5	1-2	415	35	432,5	89322,9167	206,526975
	2-3	280	35	297,5	89322,9167	300,245098
	3-4	415	35	432,5	89322,9167	206,526975
E2+E3	1-2	410	35	427,5	89322,9167	208,942495
	2-3	275	35	292,5	89322,9167	305,377493
	3-4	410	35	427,5	89322,9167	208,942495
E1+RDC	1-2	405	35	422,5	89322,9167	211,415187
	2-3	270	35	287,5	89322,9167	310,688406
	3-4	405	35	422,5	89322,9167	211,415187

IV.4.2.2. Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

- **Poteaux :**

Tableau IV.5 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

Niveau	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm^4)	K_{pot} (cm^3)
E6+E7 (30X30)	A	276	30	291	67500	231,9587629
	B	276	30	291	67500	231,9587629
	C	276	30	291	67500	231,9587629
	D	276	30	291	67500	231,9587629
	E	276	30	291	67500	231,9587629
	F	276	30	291	67500	231,9587629
	G	276	30	291	67500	231,9587629
E4+E5 (35X35)	A	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
	B	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
	C	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
	D	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
	E	276	35	293,5	125052,083	426,0718341

	F	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
	G	276	35	293,5	125052,083	426,0718341
E2+E3 (40X40)	A	276	40	296	213333,333	720,7207196
	B	276	40	296	213333,333	720,7207196
	C	276	40	296	213333,333	720,7207196
	D	276	40	296	213333,333	720,7207196
	E	276	40	296	213333,333	720,7207196
	F	276	40	296	213333,333	720,7207196
	G	276	40	296	213333,333	720,7207196
E1 (45X45)	A	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	B	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	C	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	D	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	E	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	F	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
	G	276	45	298,5	341718,75	1144,7864322
RDC (45X45)	A	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	B	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	C	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	D	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	E	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	F	378	45	400,5	341718,75	853,2303371
	G	378	45	400,5	341718,75	853,2303371

- **Poutres :**

Tableau IV.6 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveau	Travée	$\bar{L}$ (cm)	h_{pout} (cm)	L_C (cm)	I_{pout} (cm^4)	K_{pout} (cm^3)
E6+E7	A-B	290	30	305	56250	184,4262295
	B-C	305	30	320	56250	175,78125
	C-D	260	30	275	56250	204,5454545

	D-E	305	30	320	56250	175,78125
	E-F	290	30	305	56250	184,4262295
	F-G	290	30	305	56250	184,4262295
E4+E5	A-B	285	30	300	56250	187,5
	B-C	300	30	315	56250	178,5714286
	C-D	255	30	270	56250	208,3333333
	D-E	300	30	315	56250	178,5714286
	E-F	285	30	300	56250	187,5
	F-G	285	30	300	56250	187,5
E2+E3	A-B	280	30	295	56250	190,6779661
	B-C	295	30	310	56250	181,4516129
	C-D	250	30	265	56250	212,2641509
	D-E	295	30	310	56250	181,4516129
	E-F	280	30	295	56250	190,6779661
	F-G	280	30	295	56250	190,6779661
E1+RDC	A-B	275	30	290	56250	193,9655172
	B-C	290	30	305	56250	184,4262295
	C-D	245	30	260	56250	216,3461538
	D-E	290	30	305	56250	184,4262295
	E-F	275	30	290	56250	193,9655172
	F-G	275	30	290	56250	193,9655172

IV.5 Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments de contreventement. Pour cela, on utilise la méthode des approximations successives.

IV.5.1 Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales, (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend choisi à $1m^4$, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des

planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

L'inertie fictive des portiques :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta_i}$$

Avec:

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i: Flèche du refend au même niveau n.

$\sum \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

IV.5.2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m^4**, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I}$$

Avec :

f_i : flèche au niveau (i).

Si: élément de surface du niveau (i)

di: distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote (b+1)

E: module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :

$$S_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \times h_i$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

IV.5.3 Diagramme des moments des aires

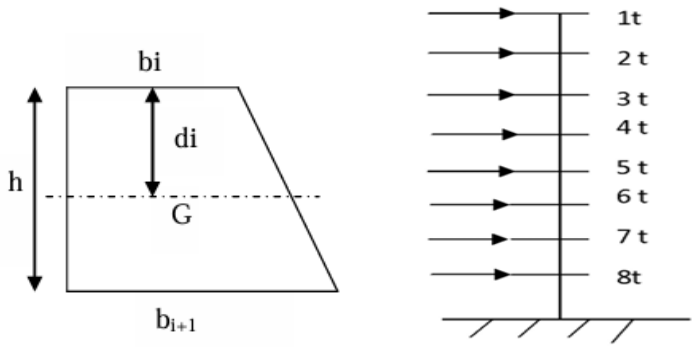


Fig IV.4. Système de forces horizontales et efforts Tranchant résultants

IV.5.4 Détermination de la flèche par niveau :

Le tableau suivant donne les aires Si et la position de centre de gravité di :

Tableau IV.7 : Résultat de Si×di pour chaque niveau

Niv	[m]			m2	m	m3	fi x EI
	h_i	b_i	b_{i+1}	S_i	d_i	$S_i\ d_i$	
E7	3.06	3,06	0	4,682	2,040	9,551	1963,942
E6	3.06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,428	1954,391
E5	3.06	18,36	9,18	42,136	1,700	71,632	1920,963
E4	3.06	30,6	18,36	74,909	1,658	124,161	1849,332
E3	3.06	45,90	30,6	117,045	1,632	191,017	1725,170
E2	3.06	64,26	45,90	168,545	1,615	272,200	1534,153
E1	3.06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,709	1261,953
RDC	4.08	118,32	85,68	416,160	2,149	894,245	894,245

IV.5.5 Détaille du calcul des flèches par niveau

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I}$$

$$f_{01} = \frac{894{,}245}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{894{,}245 + 367{,}709}{EI} = \frac{1261{,}953}{EI}$$

$$f_{03} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200}{EI} = \frac{1534{,}153}{EI}$$

$$f_{04} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200 + 191{,}017}{EI} = \frac{1725{,}170}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200 + 191{,}017 + 124{,}161}{EI} = \frac{1849{,}332}{EI}$$

$$f_{06} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200 + 191{,}017 + 124{,}161 + 71{,}632}{EI} = \frac{1920{,}963}{EI}$$

$$f_{07} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200 + 191{,}017 + 124{,}161 + 71{,}632 + 33{,}428}{EI} = \frac{1954{,}391}{EI}$$

$$f_{08} = \frac{894{,}245 + 367{,}709 + 272{,}200 + 191{,}017 + 124{,}161 + 71{,}632 + 33{,}428 + 9{,}551}{EI}$$

$$= \frac{1963{,}9421}{EI}$$

IV.6. Calcul des déplacements des portiques au droit de chaque plancher :

IV.6.1. Calcule de la rotation d'étage $E\theta$:

- **Pour les niveaux supérieurs**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$M_n = h \times T_n$

$M_{n+1} = h_{n+1} \times T_{n+1}$

- **Pour les premiers niveaux**

– *Poteaux encastrés*

$$E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres} + 2 \sum K_{poteaux}}$$

– *Poteaux articulés*

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poteaux}}$$

IV.6.2. Calcul des déplacements

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$\Delta_n = h \times \psi_n$

– *Calcul du déplacement au niveau i :*

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

– *Calcule de l'inertie fictive :*

$$I_{ei} = f_i \Big/ \sum_{i=1}^{n} \Delta_i$$

Avec :

h : hauteur libre d'étage,

E : module d'élasticité

Δ_n : Déplacements du portique au $nnémmee$ niveau

f_i : Flèche du $nnémmee$ niveau

Δ_i : Déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV.8 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversal Y-Y

Niveaux	h_e	M_{n+1}	M_n	ΣK_{pot} X 10^{-6}	ΣK_{pout} X 10^{-6}	$E\Theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$\Sigma E\Delta_i$	$E_i f_i$	I_{eiy}
ETAGE 7	3,06	0	3,06	1623,71	1109,39	114,93	386,90	1183,91	27920,05	1963,942	1,66
ETAGE 6	3,06	3,06	6,12	1623,71	1109,39	344,78	769,07	2353,35	26736,14	1954,391	0,83
ETAGE 5	3,06	6,12	9,18	2982,50	1127,98	565,17	934,70	2860,18	24382,79	1920,963	0,67
ETAGE 4	3,06	9,18	12,24	2982,50	1127,98	791,24	1237,74	3787,48	21522,61	1849,332	0,49
ETAGE 3	3,06	12,24	15,3	5045,05	1147,20	1000,26	1364,12	4174,21	17735,13	1725,170	0 ,41
ETAGE 2	3,06	15,3	18,36	5045,05	1147,20	1222,54	1624,63	4971,37	13560,92	1534,153	0,31
ETAGE 1	3,06	18,36	21,42	8013,51	1167,10	1420,19	1532,76	4690,25	8589,55	1261,953	0,27
RDC	4,08	22,44	25,5	5972,62	1167,10	1199,83	955,71	3899,30	3899,30	894,245	0,23
$I_{eix\ MOY}$											0,61

Tableau IV.9 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinale X-X.

Niveaux	h_e	M_{n+1}	M_n	ΣK_{pot} X 10^{-6}	ΣK_{pout} X 10^{-6}	$E\Theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$\Sigma E\Delta_i$	$E_i f_i$	I_{eix}
ETAGE 7	3,06	0	3,06	944,06	703,62	181,21	632,52	1935,51	45431,35	1963,942	1,01
ETAGE 6	3,06	3,06	6,12	944,06	703,62	543,62	1260,39	3856,79	43495,84	1954,391	0,51
ETAGE 5	3,06	6,12	9,18	1733,82	713,30	893,73	1513,70	4631,92	39639,05	1920,963	0,41
ETAGE 4	3,06	9,18	12,24	1733,82	713,30	1251,23	2007,20	6142,03	35007,13	1849,332	0,30
ETAGE 3	3,06	12,24	15,3	2932,42	723,26	1586,57	2197,65	6724,81	28865,1	1725,170	0,26
ETAGE 2	3,06	15,3	18,36	2932,42	723,26	1939,14	2621,15	8020,72	22140,29	1534,153	0,19
ETAGE 1	3,06	18,36	21,42	4657,16	733,52	2259,65	2490,81	7621,88	14119,57	1261,953	0,17
RDC	4,08	22,44	25,5	3456,07	733,52	1955,41	1592,57	6497,69	6497,69	894,245	0,14
$I_{eiy\ MOY}$											0,37

IV .7 Interprétation des résultats

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie m^4	**Pourcentage %**
Portiques	0,37	11,14
Voiles	2,95	88,86
Portiques + voiles	3,32	100

Sens transversal :

	Inertie m^4	**Pourcentage %**
Portiques	0,61	5,60
Voiles	10,29	94,40
Portiques + voiles	10,90	100

Conclusion :

Inertie des voiles dans les deux sens est de : 91,63%.

Inertie moyenne des portiques dans les deux sens est : 8,37%.

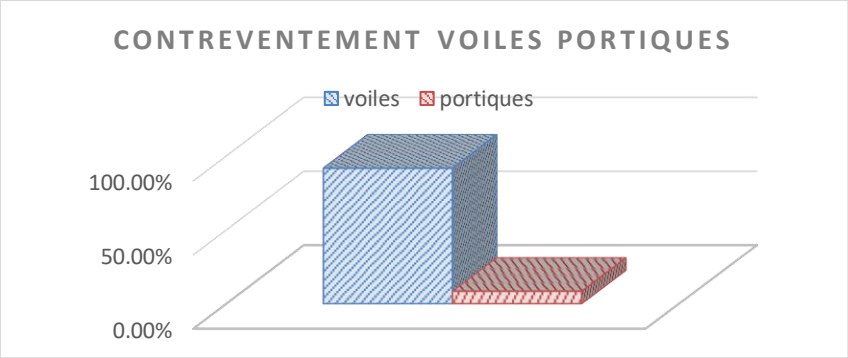
On constate, que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques.

Donc notre structure sera contreventée par voile.

Les voiles reprennent plus de 65% de la charge horizontale dans les deux directions longitudinal et transversal.

le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 3.17 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.6 du RPA2024 (**R = 4,5)**

Les résultats sont résumés dans cet histogramme



	Moyen inerties des voiles dans les deux sens	**Moyen inerties des portiques dans les deux sens**
Pourcentage %	**91,63%**	8,37%

Chapitre V

Modélisation, vérifications et interprétation des résultats

V.1. Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

V.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont le calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel **ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V.22.4.0**

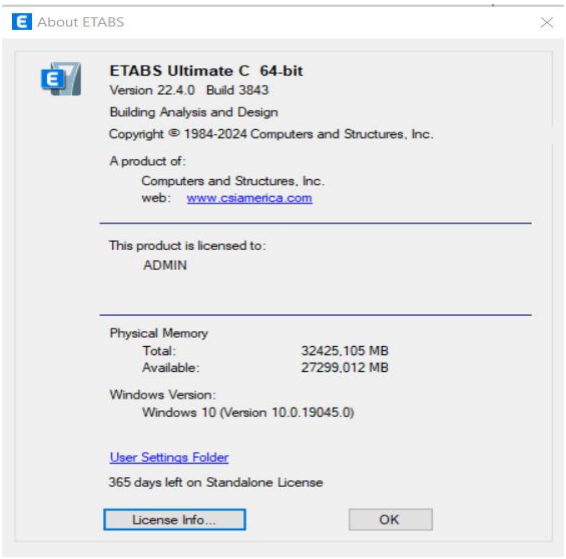


Figure V.1 Version utilisée du logiciel ETABS

V.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.

V.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.

V.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 dela charge
Save :	Enregistrer		
Save as :	Enregistrer sous	Loads :	Charges
Add :	Ajouter	Uniformed loads :	Charges uniforms
Delete :	Supprimer	Define :	Définir
Story :	Étage	Material :	Matériaux
Height :	Hauteur	Concrete :	Béton
		Steel :	Acier

V.3. Méthode de calcul

On distingue deux cas :

Calcul statique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales **(G et Q).**
Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales **(E),** pour son calcule on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA2024).**
Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 2024.** Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.3.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représente par un spectre de réponse.

- **Principe :**

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

- **Hypothèses de calcul :**

  - Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
  - Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
  - Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.3.2 Etapes de modélisation

1- Introduction de la géométrie du modèle.
2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA2024.
5- Définition des charges statiques (G, Q).
6- Définition de la charge sismique E.
7- Introduction des combinaisons d'actions.

8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10- 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 :

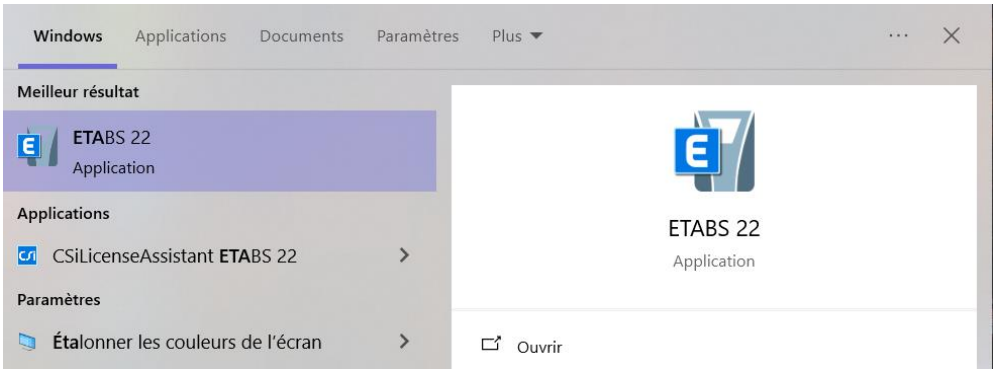


Figure V.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 10

V.4. Manuel d'installation et d'utilisation

V.4.1. Installation

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.22.4.0.
Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS ⟶ ETABS V22.4.0 ⟶ Setup (double clique)

⟶ Double clique

Et pour l'activation :

Dossier ETABS ⟶ Dossier crack ⟶ sélectionné les deux fichiers

(copier) ⟶ Allez sur le bureau ⟶ ETABS **⟶ BD**

Propriétés ⟶ Emplacement des fichiers ⟶ BD collé.

V.4.2. L'utilisation (les étapes de modélisation) :

ETAPE 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélection **m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

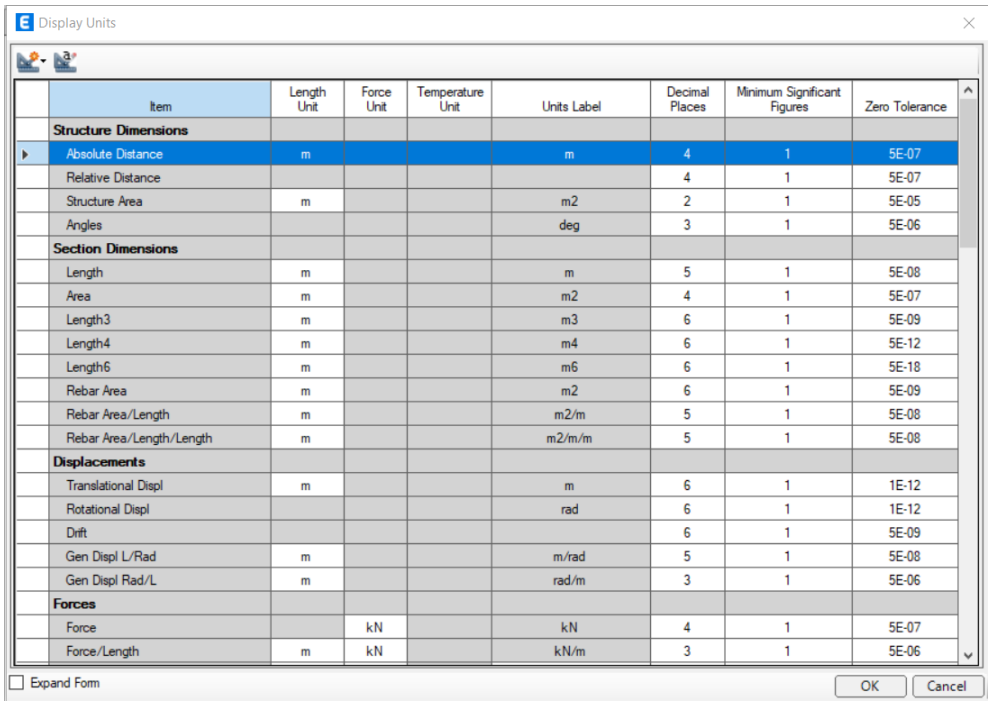
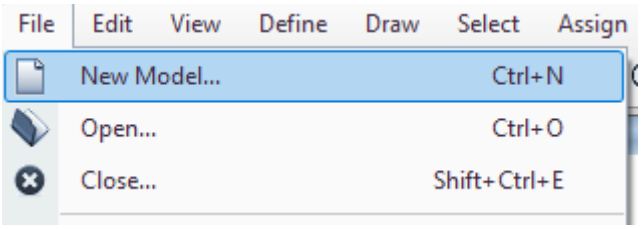


Figure V.3 Choix des unités

Géométrie de base :

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

File ⟶ New model



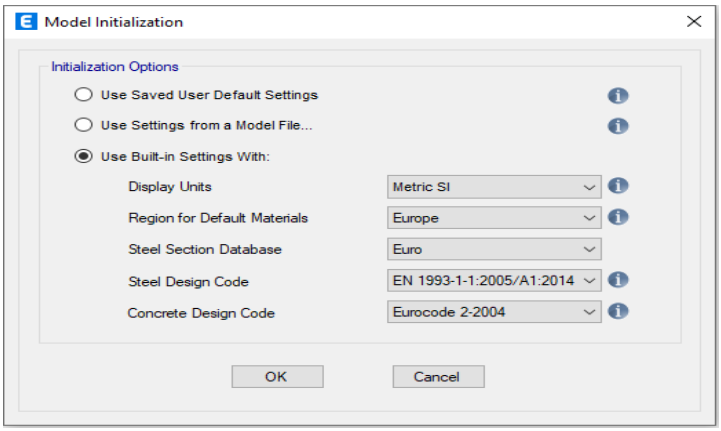


Figure V.4 Démarrer un nouveau model

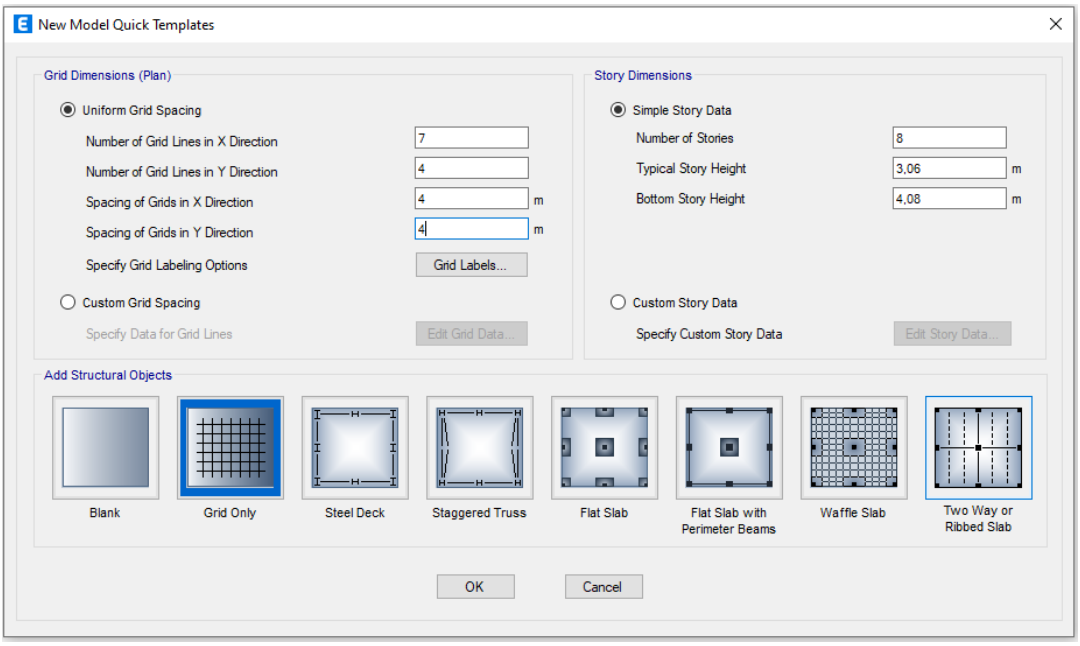


Figure V.5 : interface d'introduction des données générales

Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

Pour la longueur des travées :

Costom Grid Spacing ⟶ Edit Grid Data ⟶ Spacing.

Et on remplit les tableaux comme suit :

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

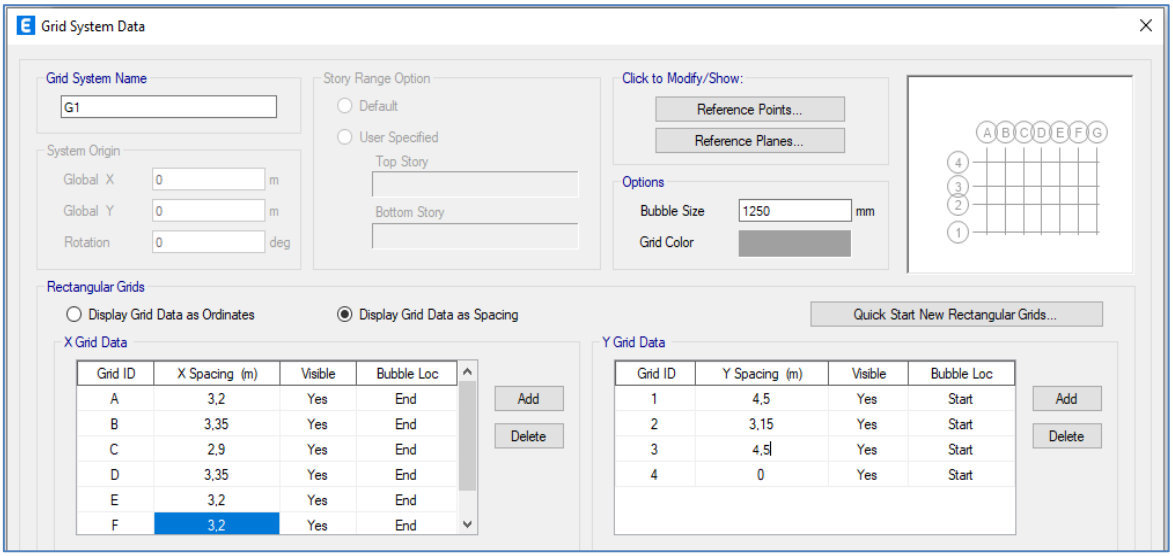
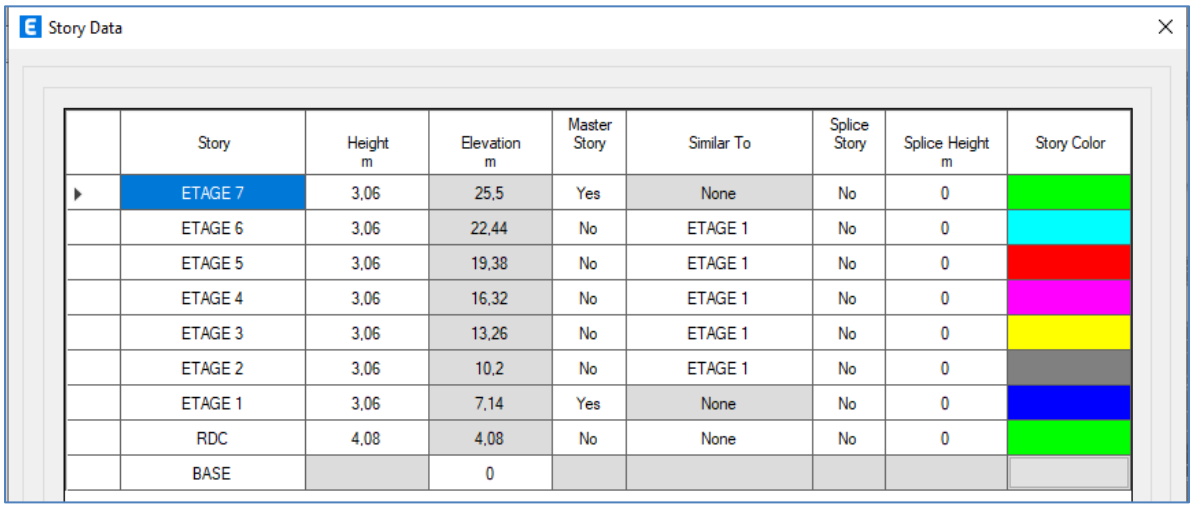


Figure V.6 : interface de modification des entres-axes

- **Pour les hauteurs de différents étages :**

Bouton droit sur la fenêtre 2D, Edit Story Data, et on remplier le tableau comme suit :



Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
ETAGE 7	3,06	25,5	Yes	None	No	0	
ETAGE 6	3,06	22,44	No	ETAGE 1	No	0	
ETAGE 5	3,06	19,38	No	ETAGE 1	No	0	
ETAGE 4	3,06	16,32	No	ETAGE 1	No	0	
ETAGE 3	3,06	13,26	No	ETAGE 1	No	0	
ETAGE 2	3,06	10,2	No	ETAGE 1	No	0	
ETAGE 1	3,06	7,14	Yes	None	No	0	
RDC	4,08	4,08	No	None	No	0	
BASE		0					

Figure V.7 : interface de modification des hauteurs d'étage

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

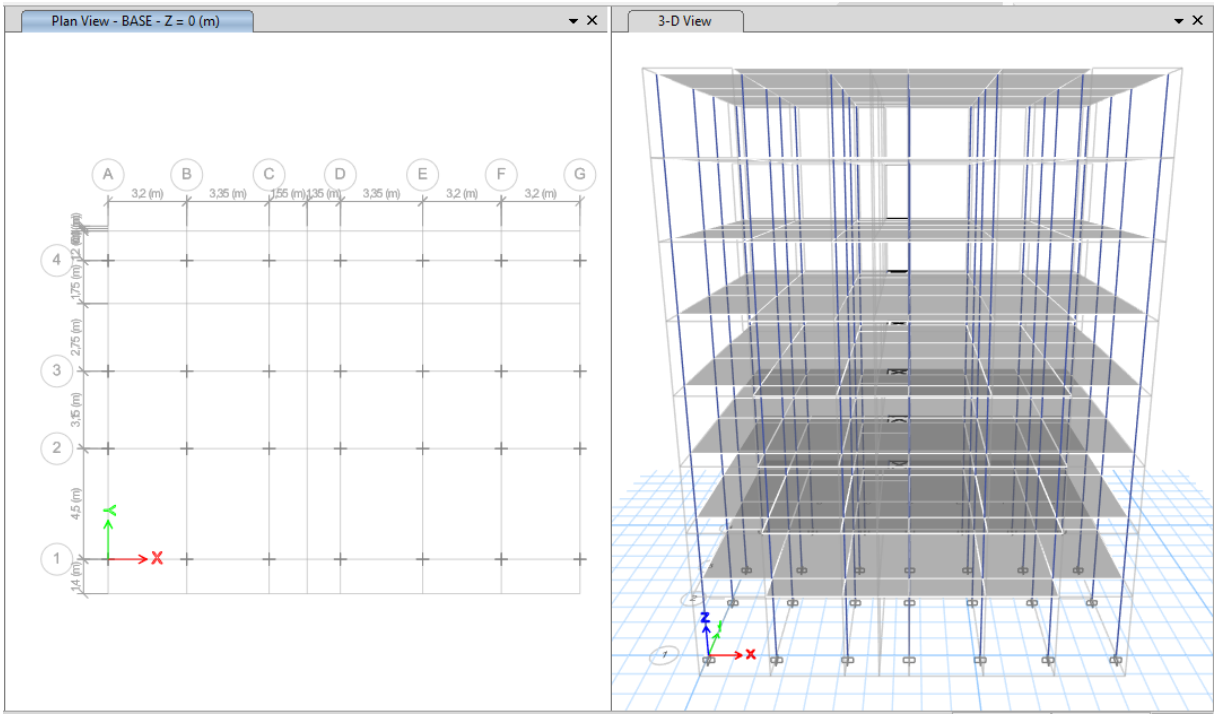


Figure V.8 : la structure en 2D et 3D

ETAPE 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define ⟶ Material Properties ⟶ Add new Material

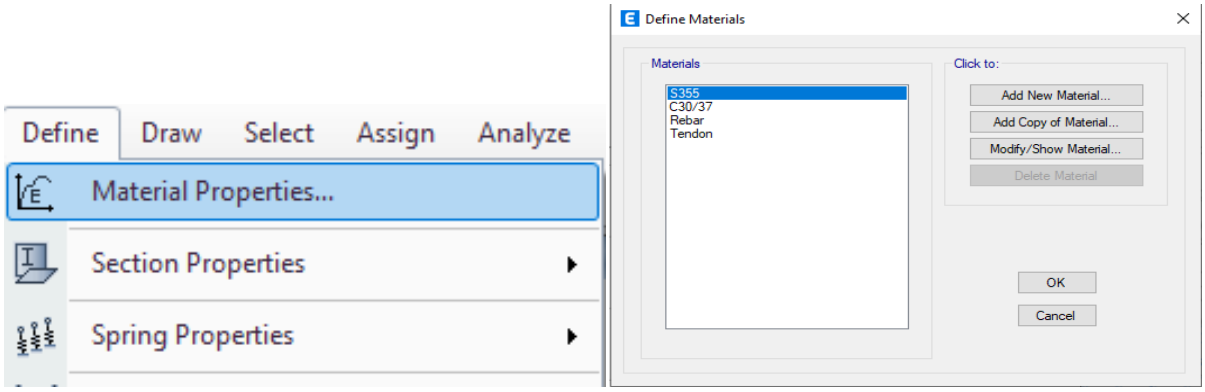
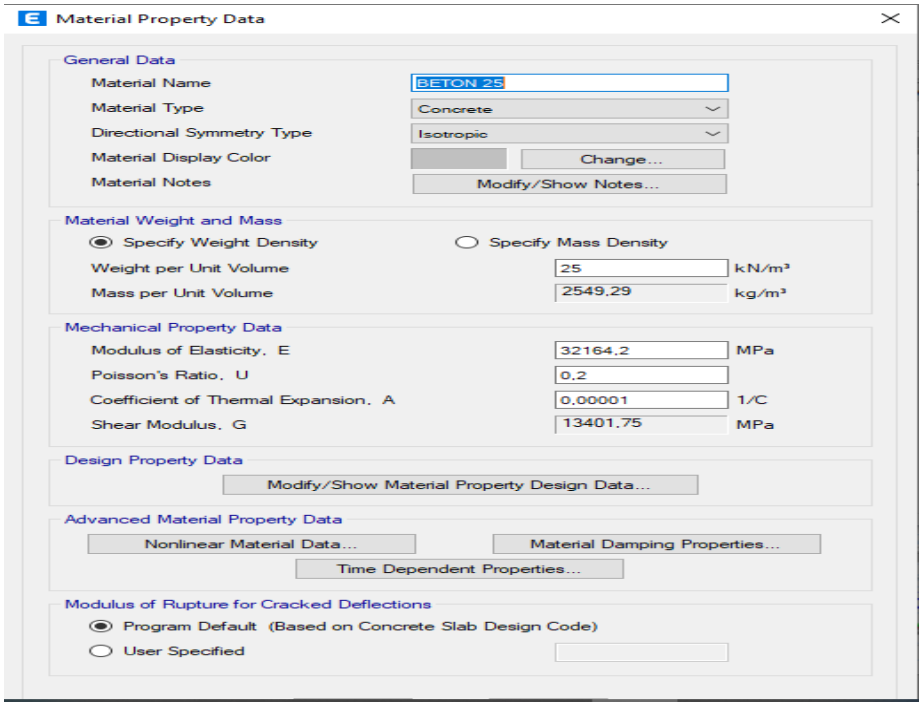


Figure V.9 Définition des matériaux

Dans la boite dialogue qui apparait, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



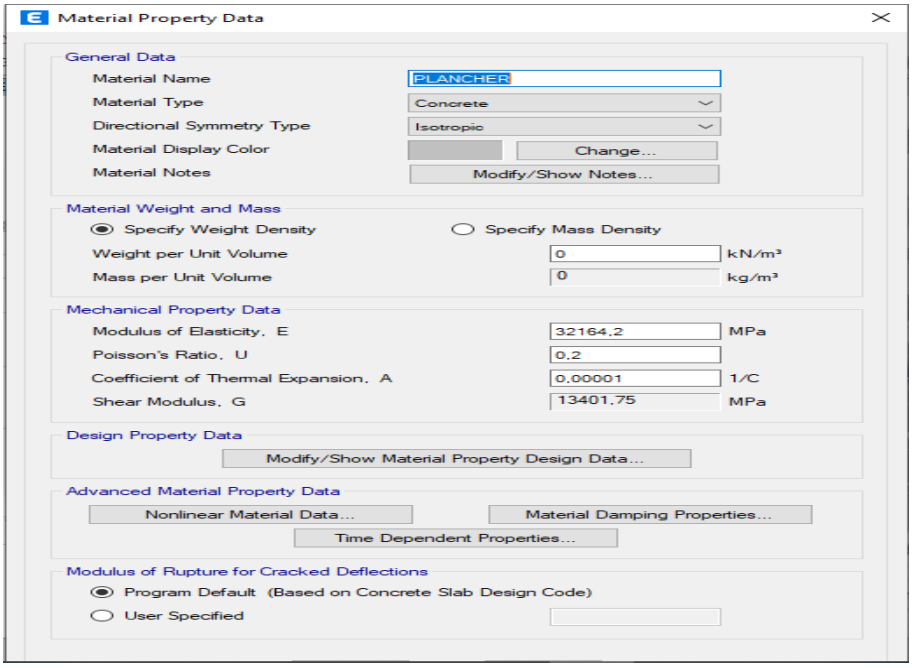


Figure V.10 : interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

Etape 3 :

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles…), et les affecte dans la structure.

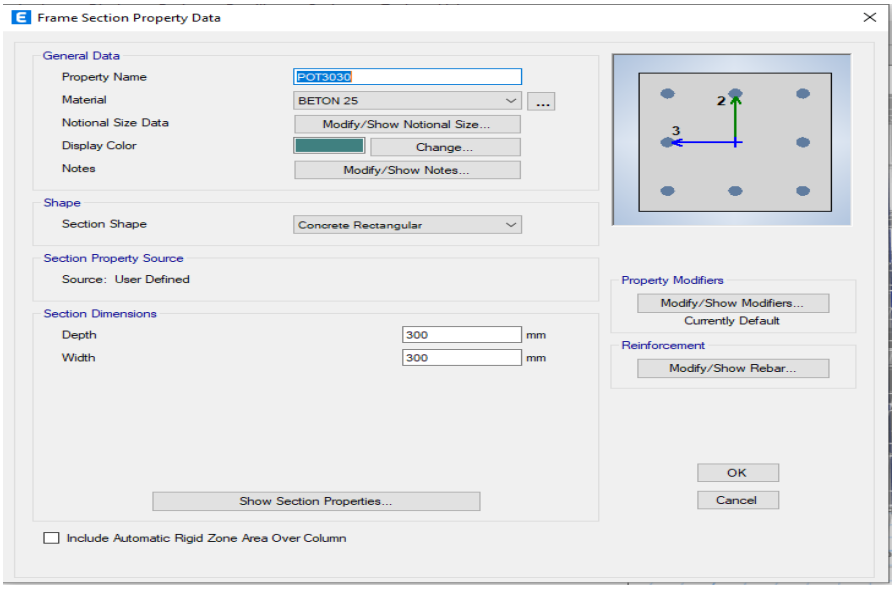
- Propriétés géométriques des éléments :

Poteaux :

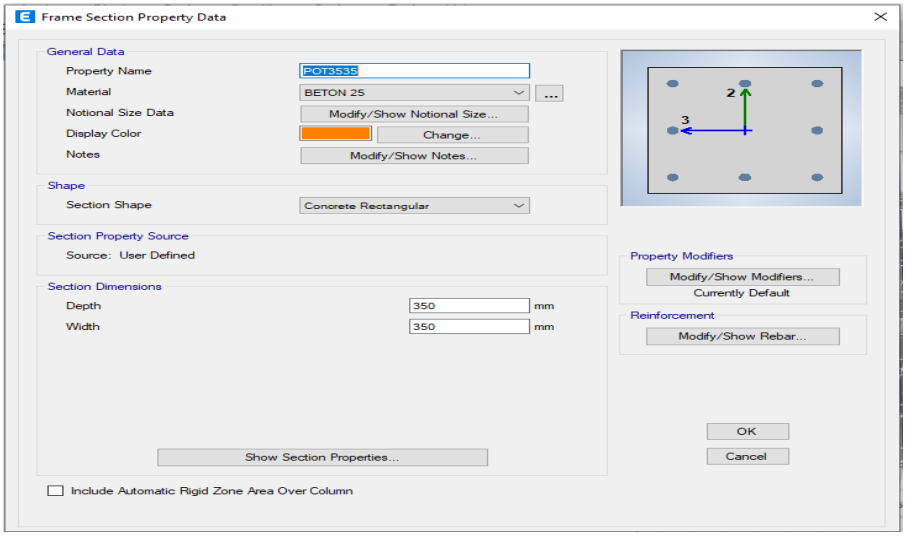
Define ⟶ Section properties ⟶ Frame Sections ⟶ Add Rectangular

Et on remplit comme il est montre dans la fenêtre ci-dessous

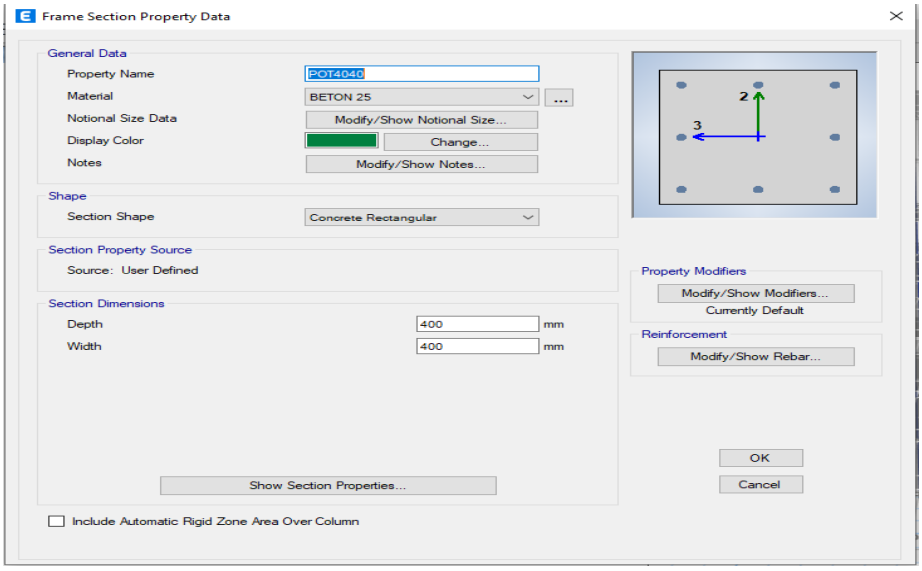
- Pour un poteau 30x30 :



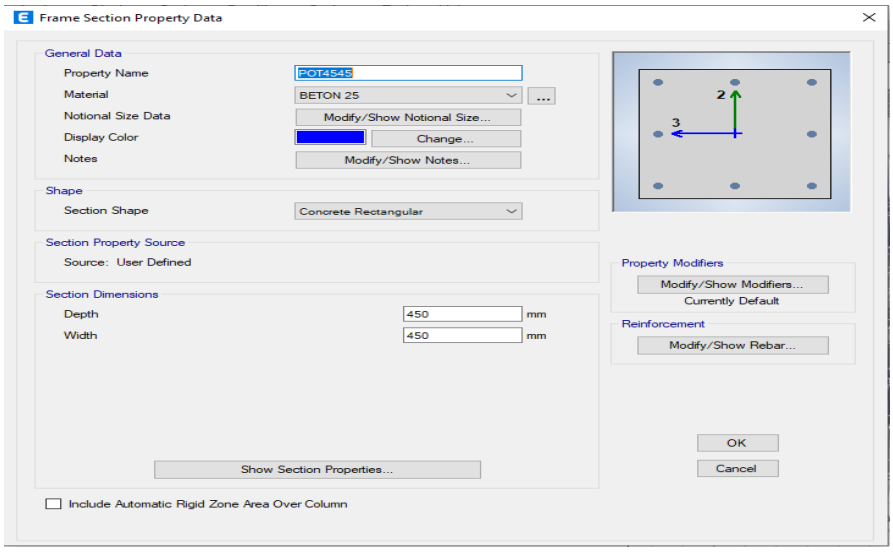
- Pour un poteau 35x35 :



- Pour un poteau 40x40 :

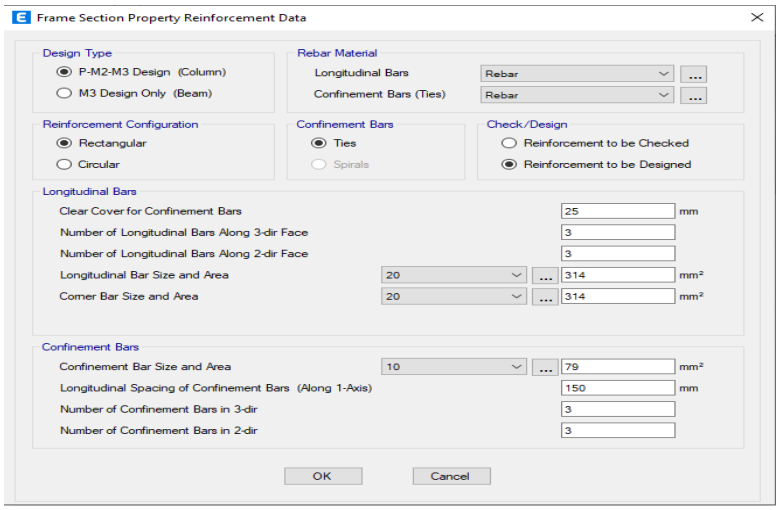


- Pour un poteau 45x45 :



⟶ Modify /Show Rebar

Et on remplit comme il est montré à la fenêtre ci-dessous :

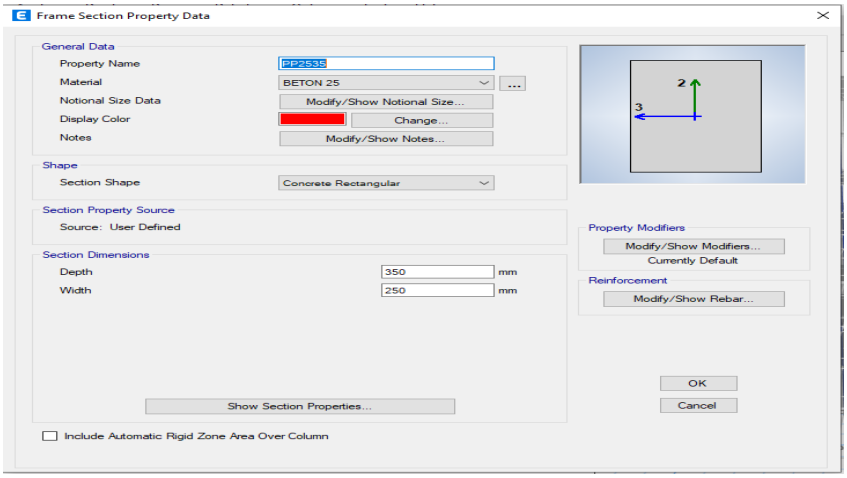


OK ⟶ **OK**

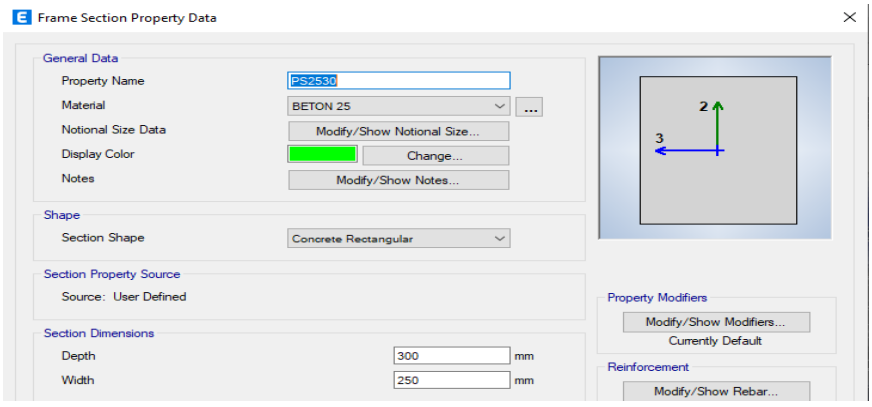
Poutres :

Pour les poutres on suit les mêmes étapes justes on remplace **column** par **Beam.**

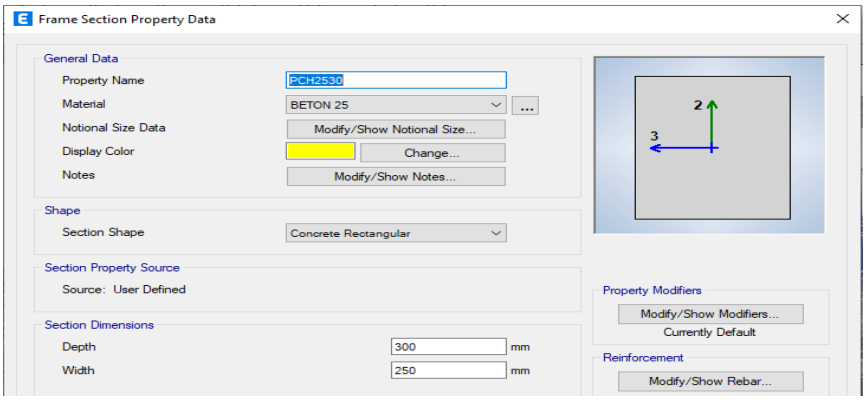
- Poutre principale 25x35 :



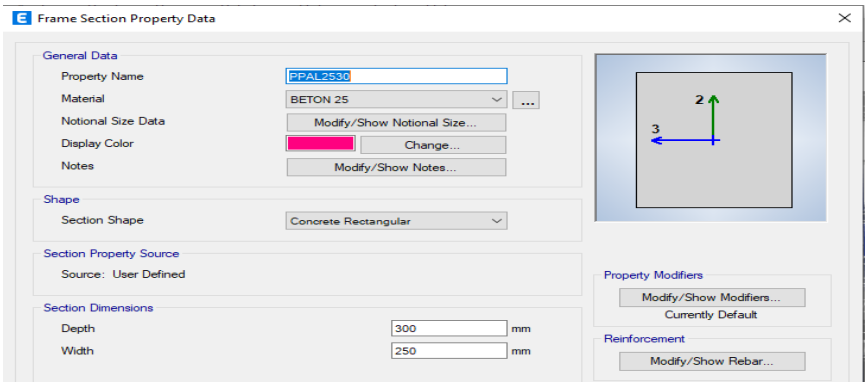
- Poutre secondaire 25x30 :



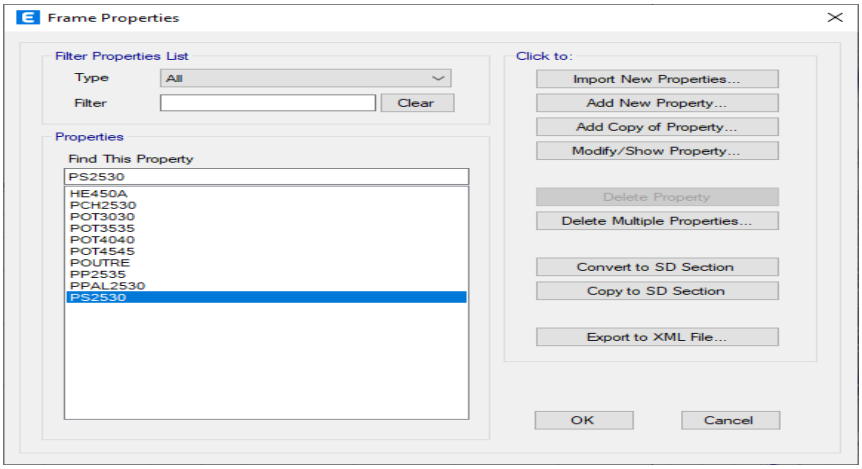
- Poutre de chainage :



- Poutre palière 25x30 :



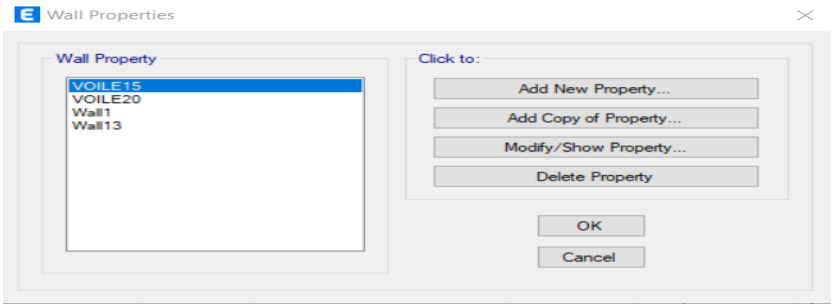
Et aux finales pour les poteaux et les poutres on aura :



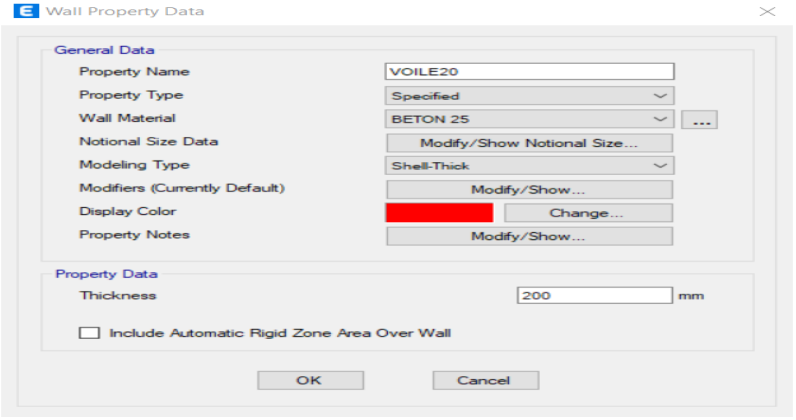
Voiles:

Define ⟶ section properties ⟶ wall sections ⟶ Add New Property

Et on la remplit comme il est montré :



- Pour un voile 20 cm :

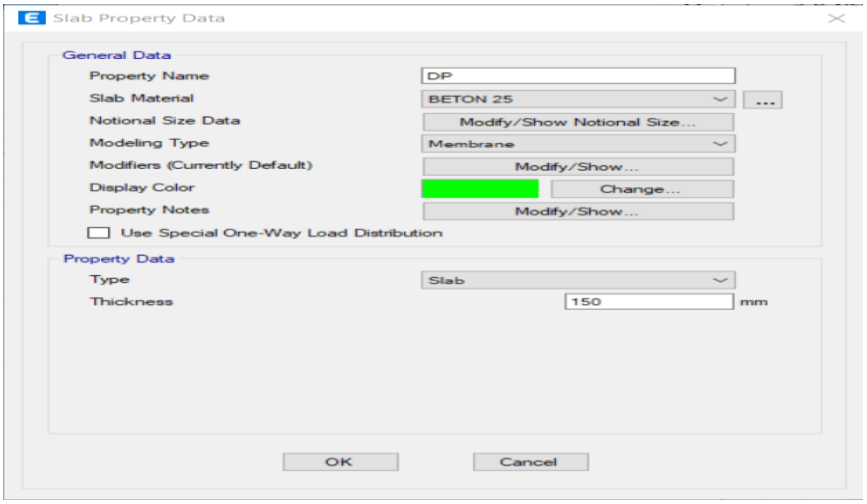


Les Dalles:

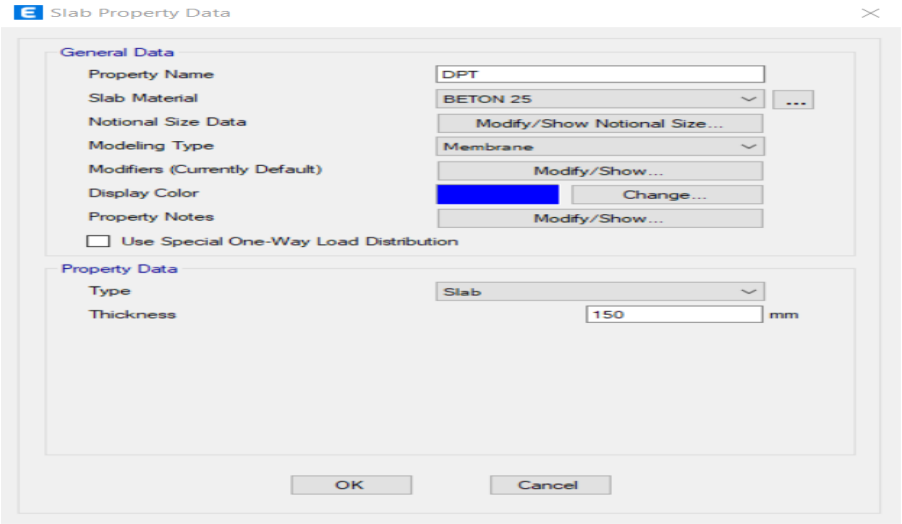
Define ⟶ Section properties ⟶ Slab sections ⟶ Add New Property

Et on la remplit comme il est montré :

- Pour la dalle plaine :



- Pour la dalle plaine tirasse :



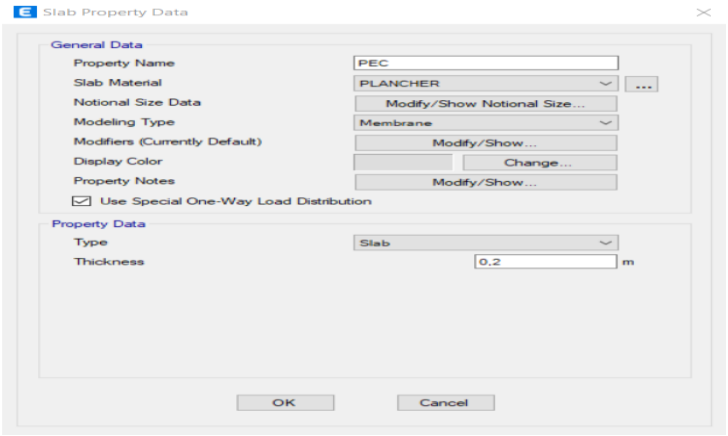
Les planchers :

Define ⟶ Section properties⟶Slab sections ⟶ Add New Property

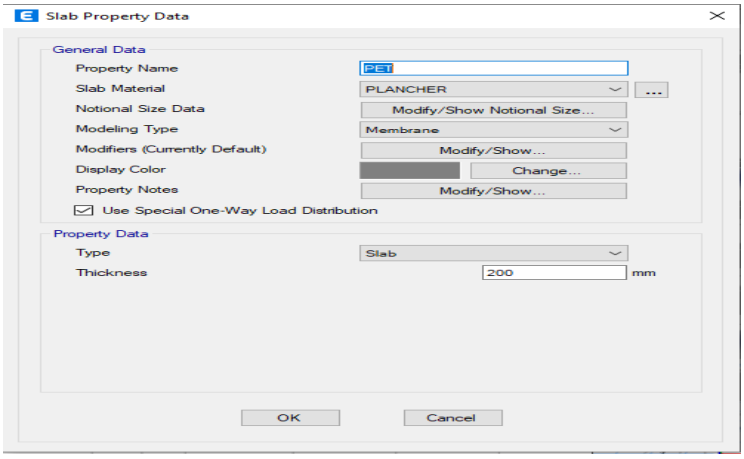
Et on la remplit comme il est montré :

➢ Pour les planchers en corps creux :

- *Etages courants :*



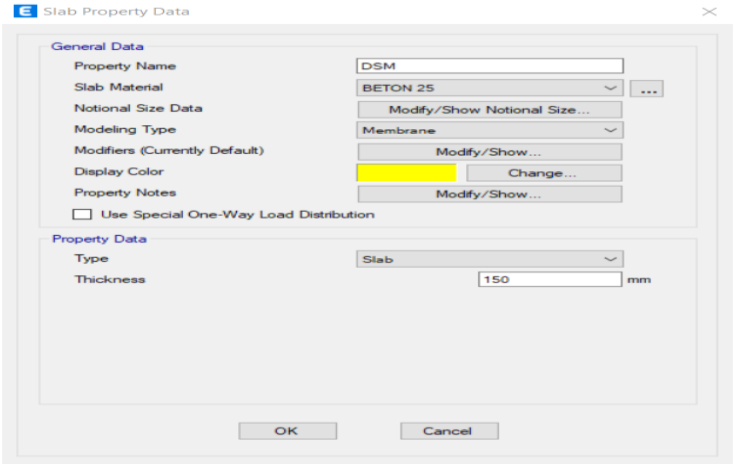
- *Etage terrasse :*



- ***la salle machine (dalle plaine) :***

Define ⟶ Section properties ⟶ Slab sections ⟶Add New Property

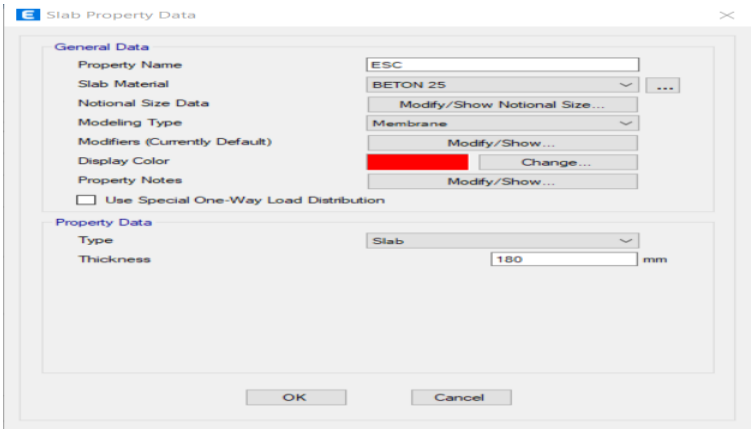
Puis on remplit la fenêtre comme il est montré :



L'escalier :

Define ⟶ Section properties ⟶ Slab sections ⟶ Add New Property

Puis on remplit la fenêtre comme il est montré :



Etape 4 :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de repense, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre.

- Données à introduire dans le logiciel.

Zone sismique :

Zone IV (Zone de sismicité moyenne à élevée , du RPA 2024/ Art 3.1).

Groupe d'usage :

Groupe 2 (Bâtiments d'importance moyenne, du RPA 2024/ Art 3.4).

Coefficient de comportement R :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 3.17 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.6 du RPA 2024

R = 4,5

Remplissage :

Remplissage dense (Tableau 4.2 du RPA /Art 4.2.3)

Site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

Dans notre cas : Site : **S2 site ferme (**Art 3.2.1 du RPA2024).

Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : (Art 3.8/RPA2024 /Tableau 4.18)

- La régularité en plan, La structure est classée non régulière en plan
- La régularité en élévation, La structure est classée régulière en élévation.
- Conditions minimales sur le nombre de niveaux, La structure doit comporter au minimum deux niveaux.
- Conditions minimales sur les travées La structure doit présenter, à chaque niveau, au minimum trois (03) travées.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2024.
La valeur Q est déterminée par la formule $QF = 1 + \sum Pq$
Pq: pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ´´est satisfait ou non

TableauV.1 : Facteur de qualité Q

Critère q	**Observation**	**Pq**
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Observé	0.00
Conditions minimales sur le nombre étage	Observé	0.00
Conditions minimales sur les travées	Observé	0.00
		Q=1.05

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,05**
Le spectre du RPA2024 introduit logiciel ETABS est établi à l'aide de l'application RPA 2024 Spectra. Les paramètres du spectre de réponse sont fixés comme suit :

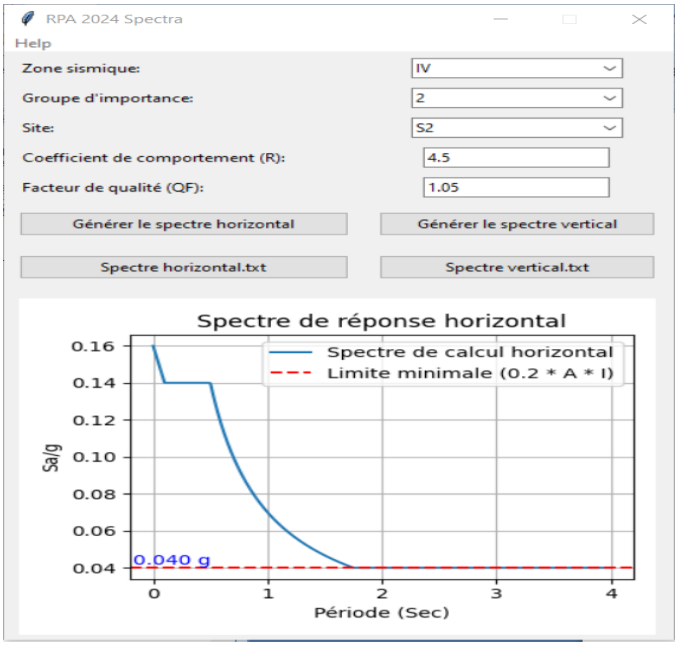


Figure V.11. : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA2024

On Clique sur **Text** ⟶ **enregistré**

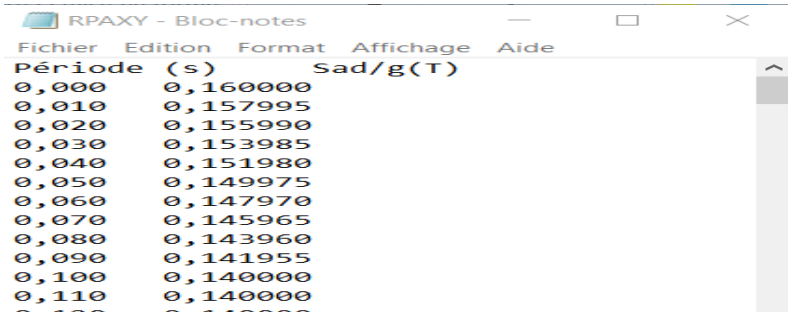


Figure V.12. : Spectre de réponse RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **:**

Define ⟶ Functions ⟶ Response Spectrum ⟶ Function file.

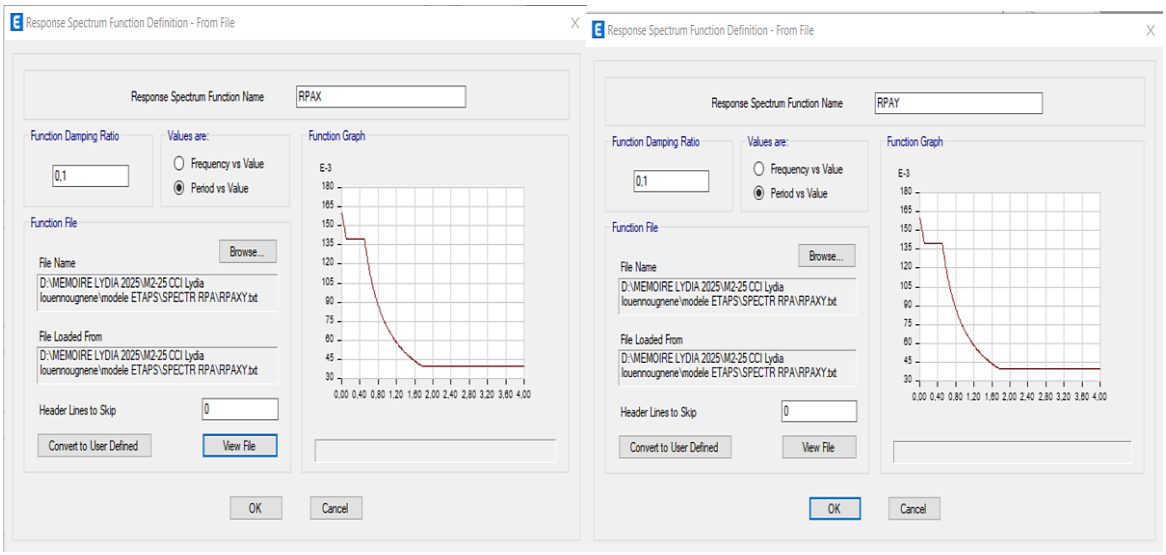


Figure V.13. : Interface d'introduction du spectre

Etape 5 :

Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

- **Charges G et Q**

La structure est soumise à des charges permanentes **(G)**, et à des surcharges d'exploitation **(Q)**, pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **0**

Define ⟶ load patterns ⟶ modify load: écrire G

Live modifyload : écrire **Q**

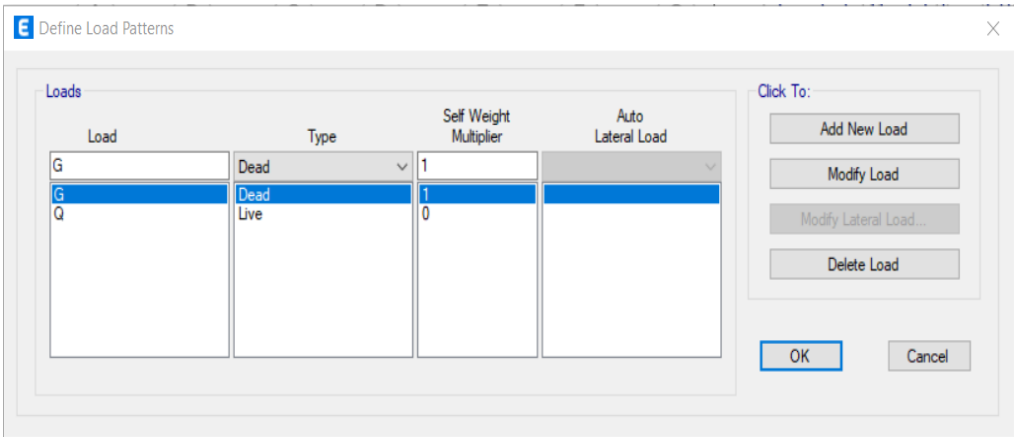


Figure V.14 Définition des charges statiques

Introduction du spectre (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 ⟶ Load cases ⟶ Add New Case.

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

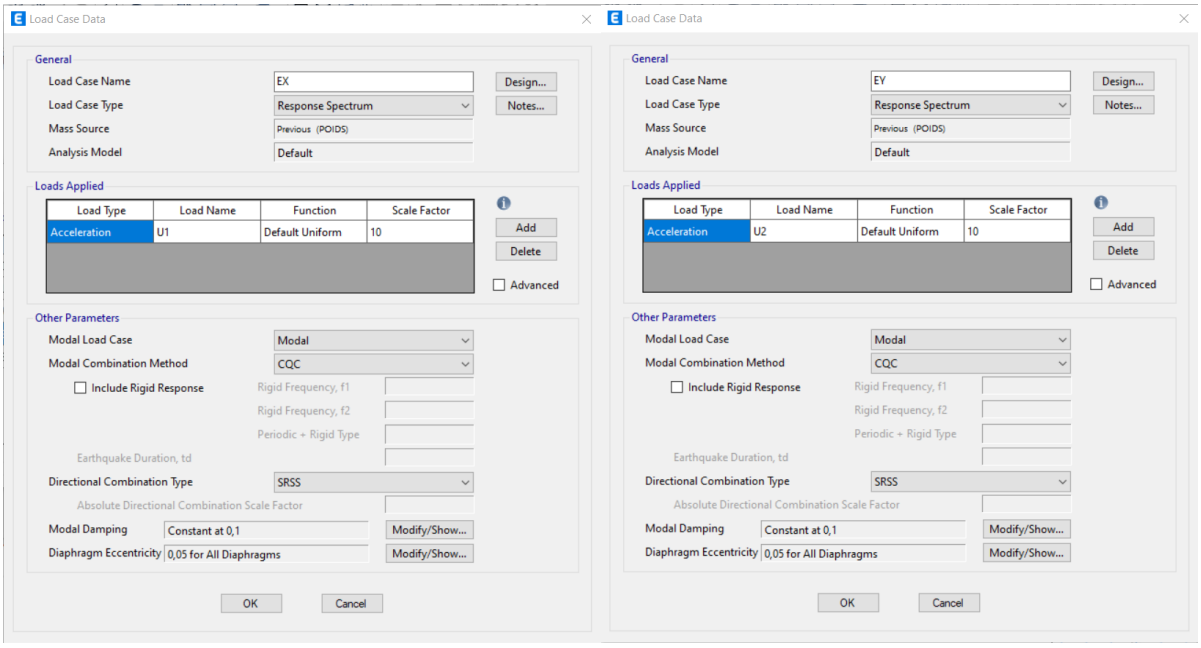


Figure V.15 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Etape 6 :

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU $1.35G + 1.5Q$

ELS $G + Q$

- **Combinaisons selon le RPA :**

$G + 0{,}2Q + Ex + 0{,}3Ey$
$G + 0{,}2Q - Ex - 0{,}3\,Ey$
$G + 0{,}2Q + 0.3Ex + Ey$
$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex - Ey$
$G + 0{,}2Q + Ex - 0{,}3\,Ey$
$G + 0{,}2Q + 0{,}3Ex - Ey$
$G + 0{,}2Q - Ex + 0{,}3Ey$
$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex + Ey$

- **Combinaisons de poids :**

$$Wi = WGi + \psi . WQi \qquad \text{avec } \psi = 0{,}2$$

- ✓ WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- ✓ WQi : Charges d'exploitation
- ✓ ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ load Combinations ⟶ Add New Combo ⟶ Choisir le nom ⟶ définir les coefficients

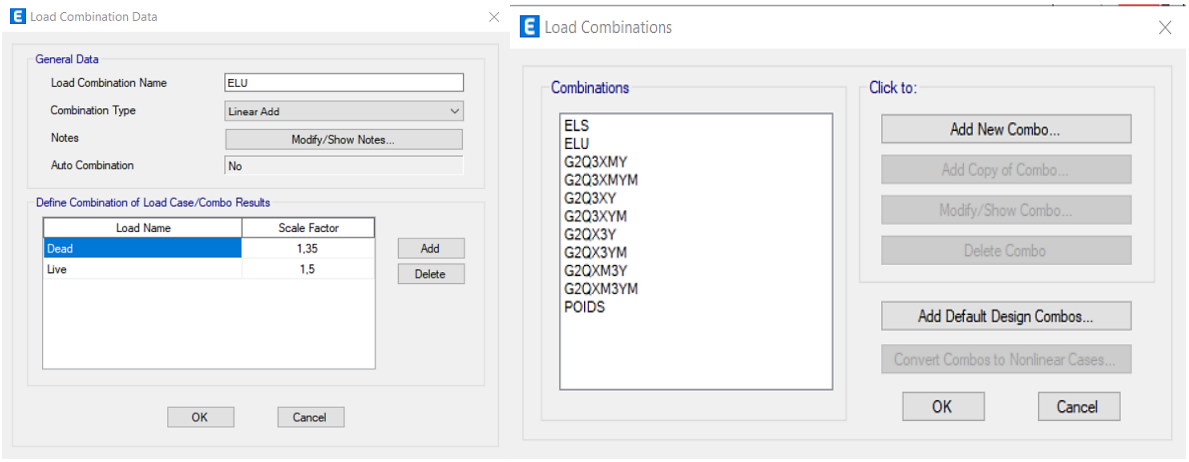
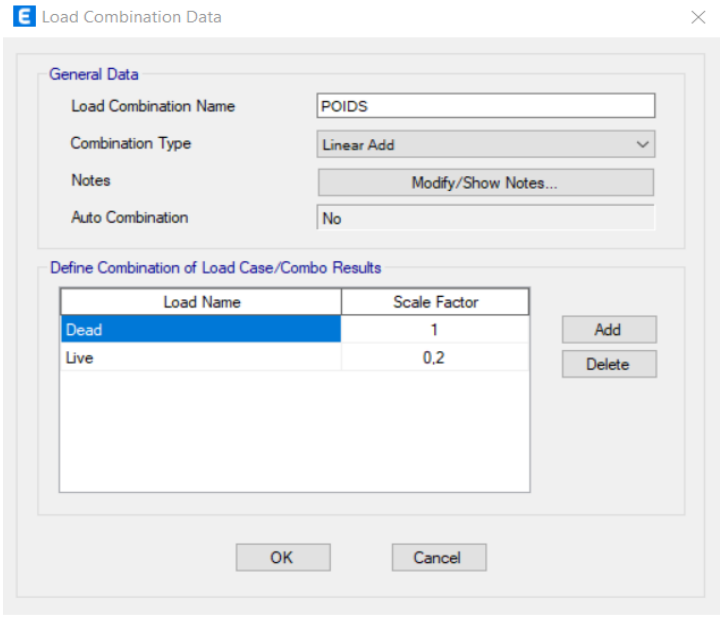


Figure V.16 Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

Define ⟶ load Combinations ⟶ Add New Combo Choisir le nom ⟶ définir les coefficients

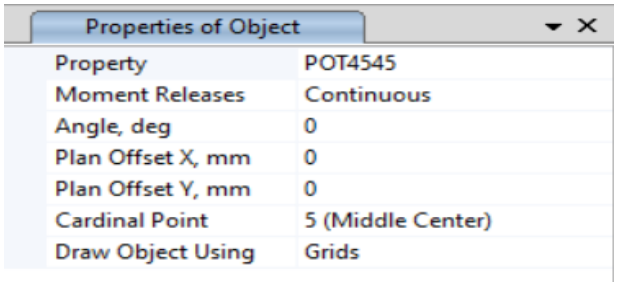


- **L'affectation des éléments dans la structure :**

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

Poteaux :

On clique sur l'icône



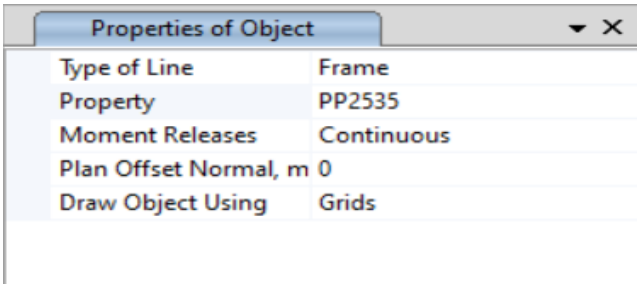
Propreties of Object ⟶ property

On choisit le nom de la section (POT45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

Poutres :

On clique sur l'icône



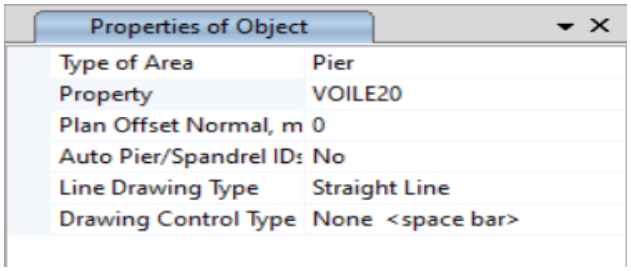
Propreties of Object ⟶ property

Et ils seront affectés comme suit :

- Poutres principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

Voile :

On clique sur l'icône



Propreties of Object ⟶ property

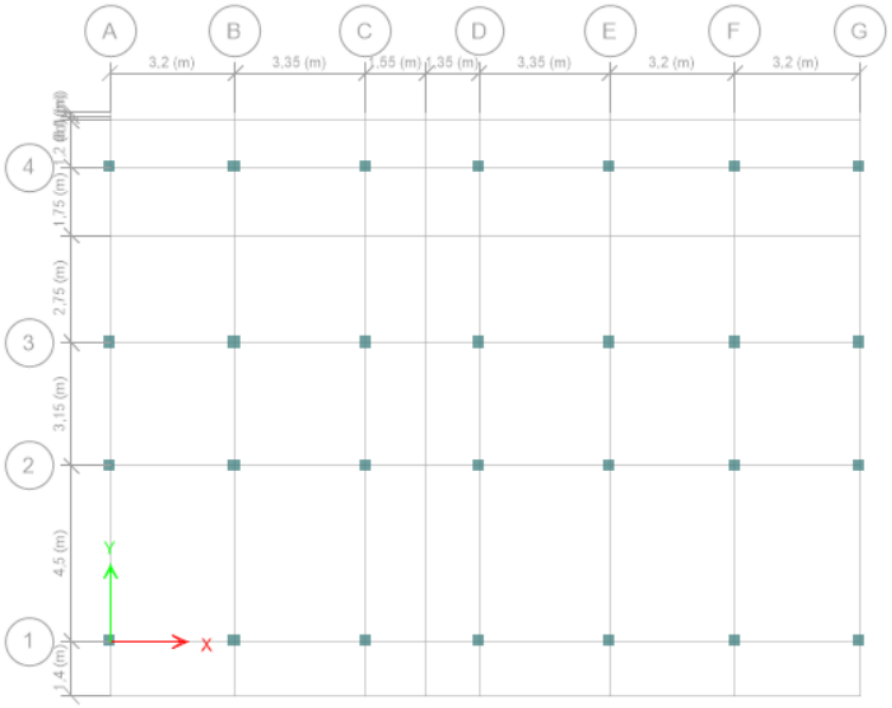


Figure V.17 : disposition des poteaux

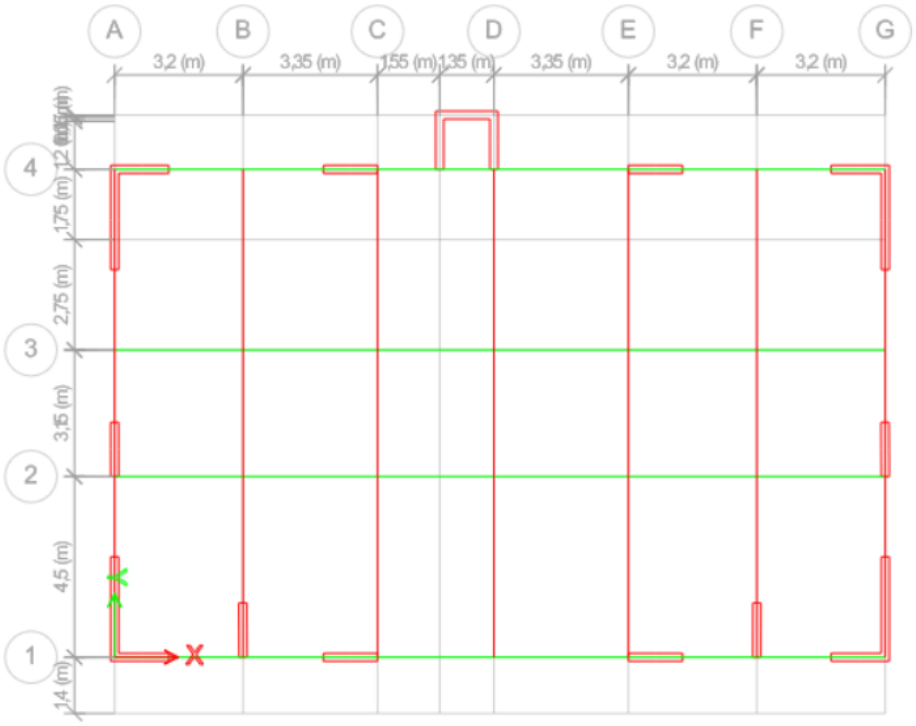


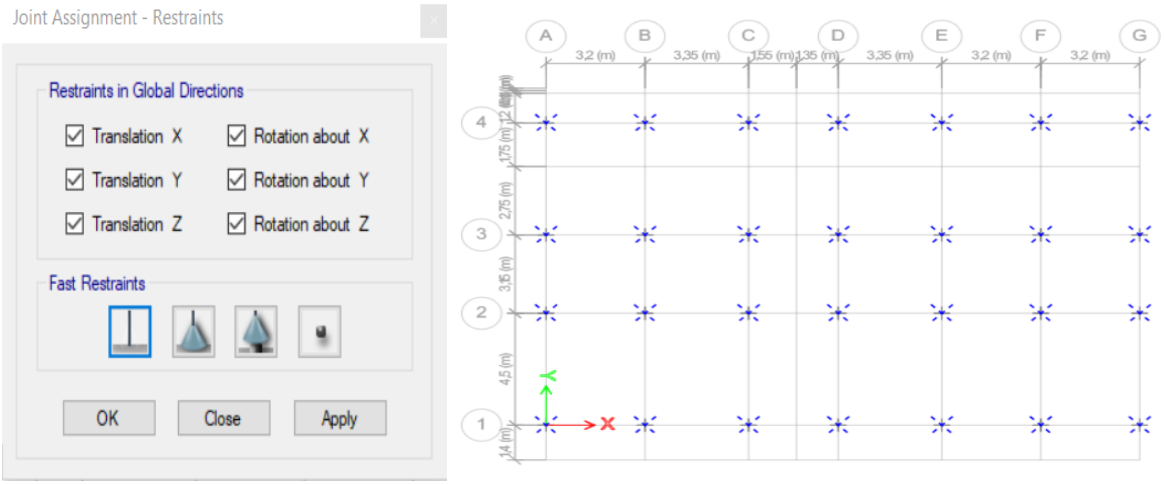
Figure V.18 : disposition des poutres (principale et secondaires) et les voiles

Les principes généreux que nous avons suivis pour la disposition des voiles dans notre bâtiment sont comme suit :

1. **Voiles d'ascenseur** : Placés en premier car imposés par l'architecture (béton armé).
2. **Voiles symétriques aux extrémités** : Pour améliorer la rigidité et éviter la torsion (effet de noyau central).
3. **Analyse dynamique (ETABS)** :
    - Créer les diaphragmes
    - Lancer l'analyse modale
    - Vérifier :
        - 2 modes de translation + 1 de rotation
        - Participation massique > 90% en X et Y
    - Si non respecté → ajouter des voiles et relancer l'analyse
4. **Ajustement de la période** : Viser une période proche de N/10 (N = nombre d'étages).
5. **Efforts tranchants à la base** : Si insuffisants, ajouter des voiles pour augmenter la rigidité.
6. **Effort normal réduit dans les poteaux** : Ajouter des voiles proches des poteaux trop sollicités pour les soulager.
7. **Équilibre à respecter** :
    - Trop de voiles = sur-rigidité, surcharge et sur-ferrage inutile
    - Pas assez = structure non conforme au RPA

Encastrement de la base :

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et on leur attribue un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :



Etape 7 : chargement de la structure

Assign ⟶ shell loads ⟶ uniform

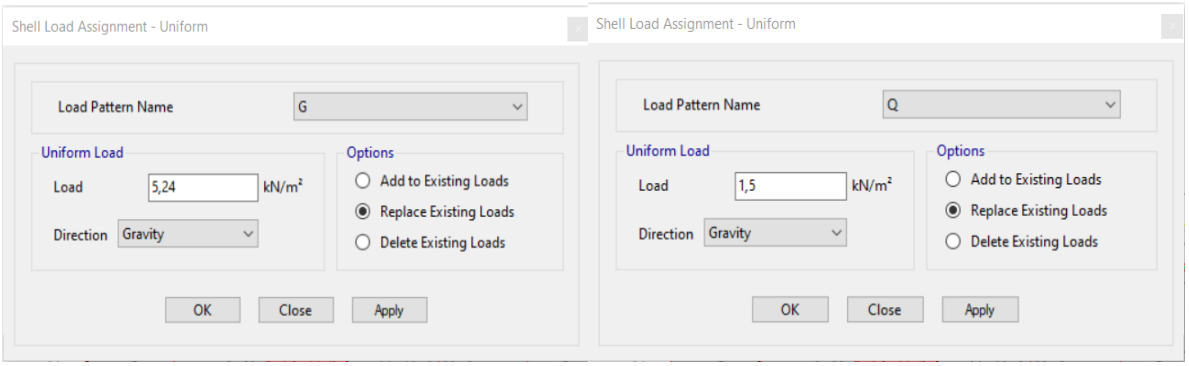


Figure V.19. : Interface d'introduction des charges pour la structure (exp dalles)

Etape 8: spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage ⟶

⟶ E1 ⟶ **Modify ShoW Diaphragme**

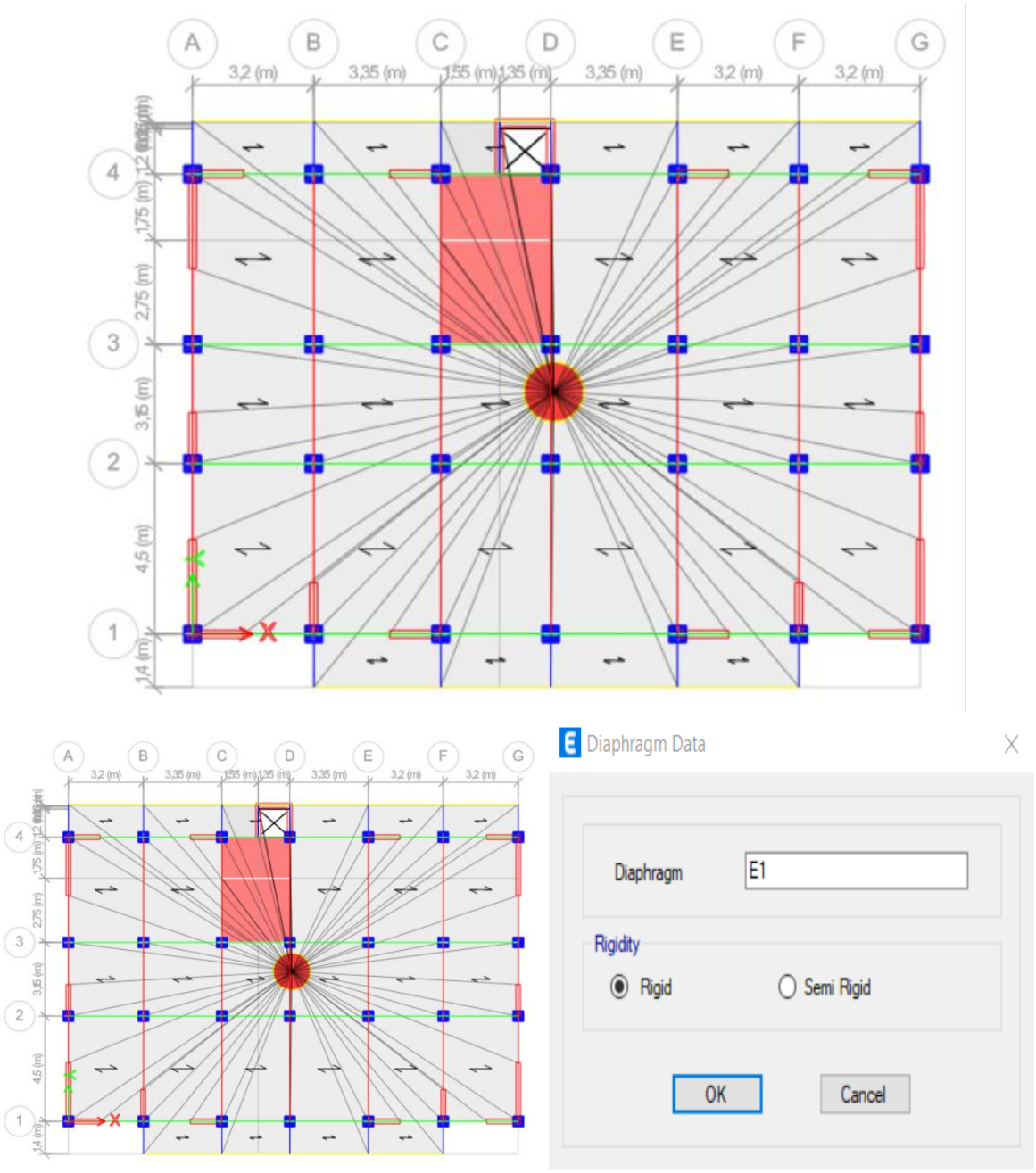


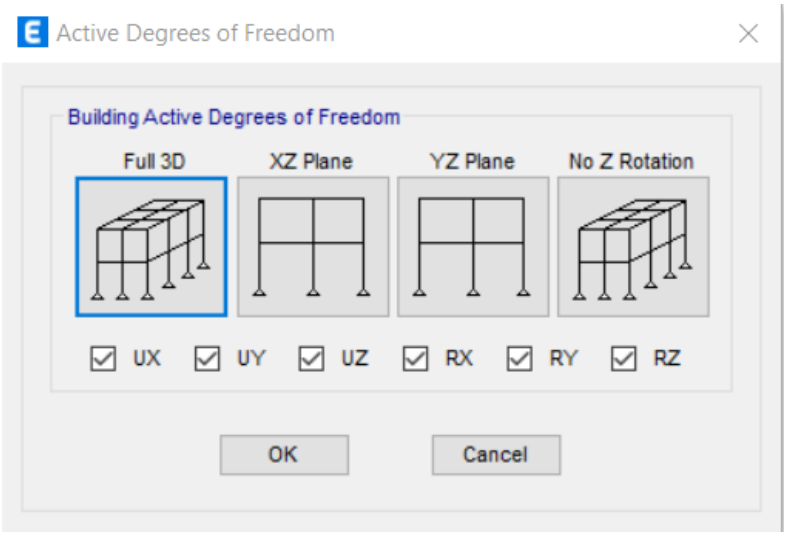
Figure V.20. : Exemple 1ER diaphragmes

On monte à l'autre étage avec l'icône

Sélectionné en plans le deuxième étage ⟶ **add new diaphragme** ⟶ E2 ⟶ ok

On fait la même chose jusqu'à le dernier étage

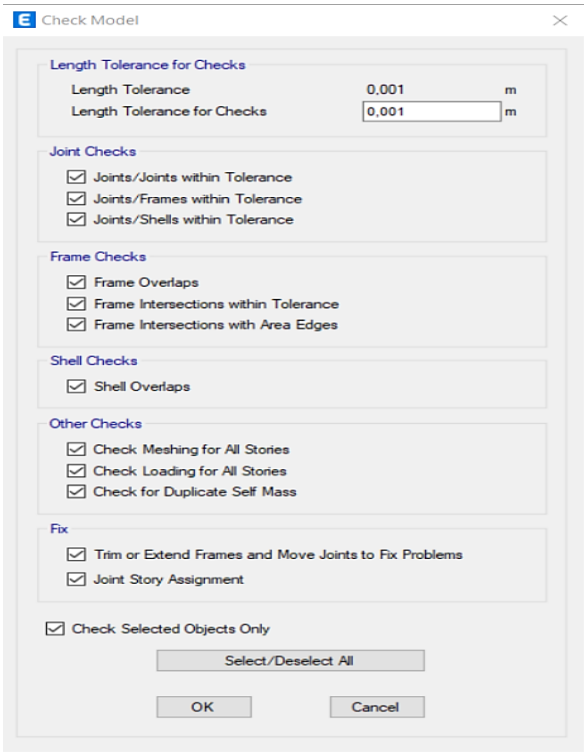
Analyse ⟶ Set Active Degress of Freedom ⟶ Ok



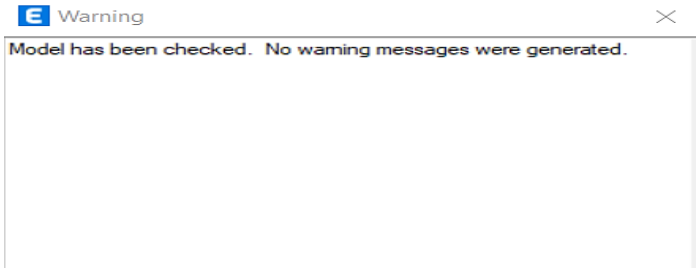
Avant de lancer l'analyse, on doit vérifier notre structure si y'a d'erreurs.
La vérification se fait comme suit :

Analyze ⟶ Check Modal.

Une fenêtre va apparaitre on la remplie comme suit :



Un message va apparaître, que votre structure n'a aucune erreur comme suit :



Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze ⟶ Run Analysis ou on clique sur le bouton F5.

On obtient le schéma final de la structure :

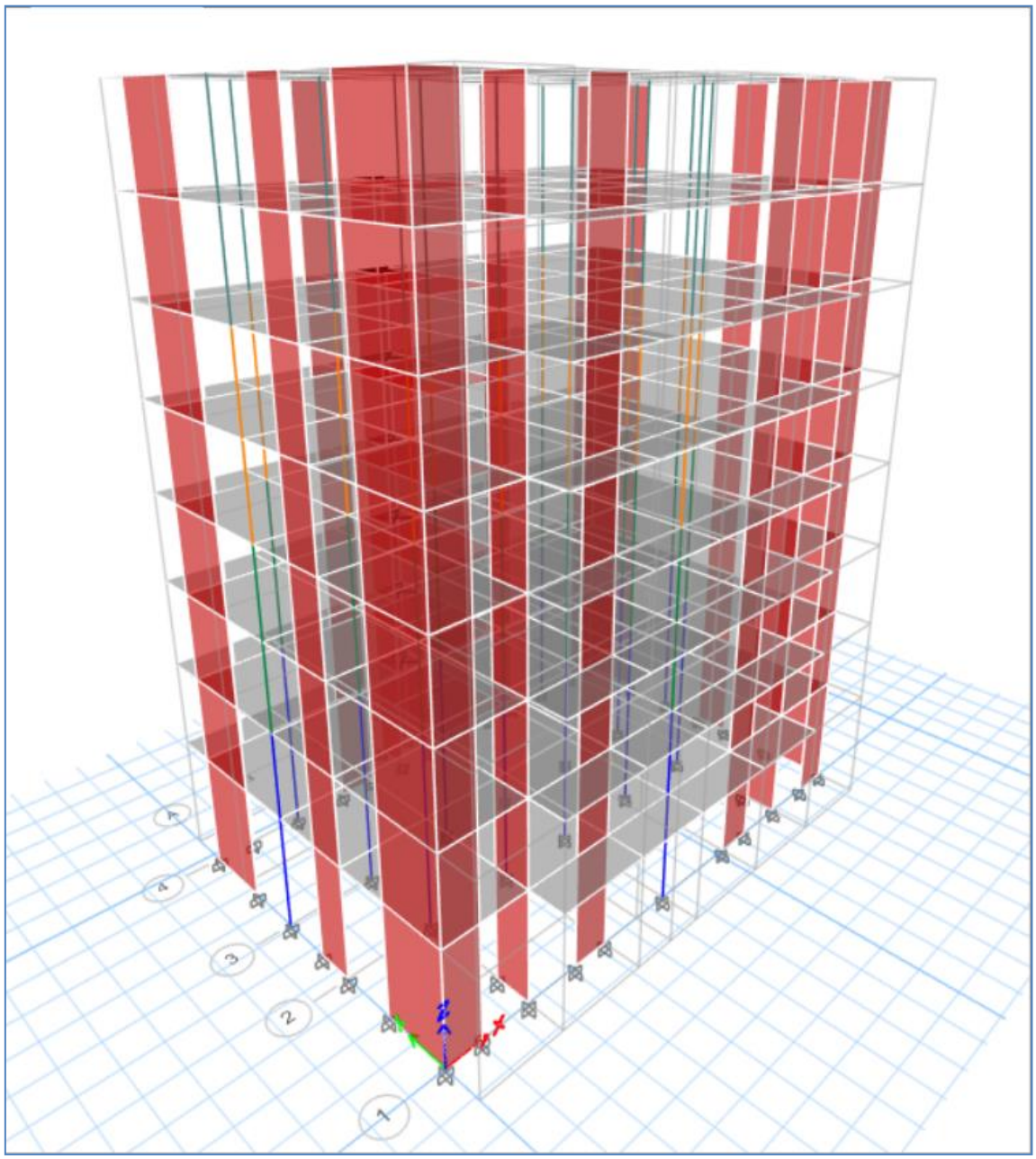


Figure V.21. : Model 3D de la structure.

V.5. Vérification des exigences du RPA

Cette partie consiste à vérifier les exigences du RPA2024 qui sont :

1) Le pourcentage de participation de la masse modale. (Article 4.3.3).
2) L'effort tranchant à la base. (Article 4.2.3).
3) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R (Article 3.5)
4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. (Article 7.4.3)
5) Justification vis-à-vis des déplacements (Article 4.5.2)
6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta. (Article 5.9)

V.5.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en **R+7**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA version en 2024 comme zone de moyenne à élevée sismicité (zone IV).
- ✓ Bâtiment à usage multiples (commercial et habitation).
- ✓ Site ferme S2
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.5.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,775 s

Display →Show tables →ANALYSIS RESULTS→ Modal information

→ Structure Output → Modal Information → Modal participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

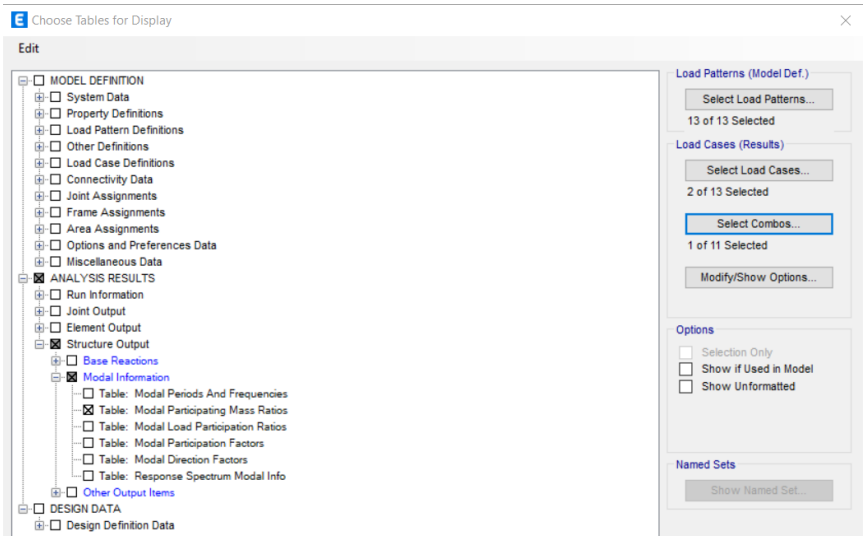


Figure V.2.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None
Filter: None

Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	Modal	1	0,775	0,7419	0,0001	0,7419	0,0001	0,0017	0,0017
	Modal	2	0,669	0,0002	0,7117	0,742	0,7118	0,0003	0,002
	Modal	3	0,474	0,0016	0,0003	0,7436	0,712	0,7132	0,7152
	Modal	4	0,218	0,1428	4,632E-06	0,8864	0,712	0,0003	0,7155
	Modal	5	0,166	2,694E-05	0,1717	0,8865	0,8837	0,0001	0,7155
	Modal	6	0,118	0,0004	0,0001	0,8869	0,8838	0,1704	0,8859
	Modal	7	0,099	0,0575	6,394E-06	0,9444	0,8838	0,0001	0,8861
▶	Modal	8	0,07	1,866E-05	0,0632	0,9444	0,947	1,497E-05	0,8861
	Modal	9	0,055	0,0277	3,754E-06	0,9721	0,947	0,0001	0,8862
	Modal	10	0,05	0,0002	1,958E-05	0,9723	0,947	0,0632	0,9494
	Modal	11	0,039	5,832E-06	0,0287	0,9723	0,9757	4,882E-06	0,9494
	Modal	12	0,035	0,0147	1,535E-06	0,987	0,9757	4,578E-05	0,9494

Record: << < 8 > >> of 12 Add Tables...

- Le premier mode de vibration est : **une translation suivante l'axe X-X,**
  Il mobilise 74,19 % de la masse.> 50%
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivante l'axe Y-Y,**
  Il mobilise 71,17% de la masse.> 50%
- Le troisième mode de vibration est : **rotation suivant Z-Z. Il n'y a pas de torsion.**
  Il mobilise 71,32 % de la masse.> 50%

Nombres de modes propres (Article 4.3.3 RPA 2024)

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.**

8éme mode → Sens X-X : 94,44 % > 90% → **Condition vérifiée.**
Sens Y-Y : 94,70 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.5.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base (Article 4.2.3 RPA version 2024).

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.

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$$ (Formule 4.1) 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

$\lambda = \begin{cases} \mathbf{0.85}: \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$ (formule 4.2) RPA2024

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A. Spectre de calcul :

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

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

(Formule 3.15 RPA2024)

où:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$:Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;
- R: coefficient de comportement de la structure (cf. §3.6, Tableau (3.17) &Annexe I);
- QF : facteur de qualité (cf. §3.8).

B. 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**

C. Coefficient d'importance I :

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eqn. (1.2) & Annexe I) RPA2024.

Tableau V.2 Valeur du coefficient d'inportance I

Coefficient d'importance I	**Groupe d'importance**			
	1A	1B	**2**	3
I	1.40	1.20	**1**	0.80

D. **Coefficient de site S :**

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

La Figure (3.3) montre les formes des spectres de type1, pour 5% d'amortissement et normalisé par A.

Tableau V.3 Valeur du coefficient de site S

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1(s)	T_2(s)	T_3(s)
Site : S1	1.00	0.10	0.40	2.00
Site : S2	**1.20**	**0.10**	**0.50**	**2.00**
Site : S3	1.30	0.15	0.60	2.00
Site : S4	1.35	0.15	0.70	2.00

D'après le tableau 3.3 du RPA 2024 :

T_1 =0.10
T_2 = 0.50
T_3 = 2.00 } Site ferme S2

E. <u>Estimation de la période fondamentale de la structure</u> (article 4.2.4)RPA2024

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

Selon formule 4.4 du RPA2024.

Avec h_n : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $\boldsymbol{h_n}$ **= 25,5m**

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.

<u>Remarque</u>

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%

$T_{empirique}$ = 0,05×(25.5) $^{3/4}$ → **T = 0,567 sec**

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ''T_0'' est déterminée à partir du tableau (4.4) du RPA suivant :

Tableau V.4 Valeur de T

	Condition sur T	**Période choisie**
1er cas	T analytique < 1,3T empirique	T_0 = T analytique
2ème cas	**1,3 T empirique < T analytique**	**T_0 = 1,3 T empirique**

D'où : 1,3$T_{empirique}$ = 1,3 ×0,567 = 0.737sec < $T_{analytique}$ = 0. 775 sec → **2ème cas**

Donc T_0 = 1.3 $T_{empirique}$ → **T_0 = 0.737 s**

F. Facteur de qualité (Q) (article 3.8) RPA2024

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1. Régularité en plan
2. Régularité en élévation
3. Conditions minimales sur le nombre étage
4. Conditions minimales sur les travées

La valeur de Q_F est déterminée par la formule : $\mathbf{Q_F=1+\sum P_q}$ (formule 3.23) RPA2024

Avec Pq : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Tableau V.5 Valeur de P_q (sens x-x)

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Régularité en plan	Non	0,05
2- Régularité en élévation	Oui	0,00
3- Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0,00
4- Conditions minimales sur les travées	Oui	0,00

Sens y-y

Tableau V.6 Valeur de P_q (sens y-y)

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Régularité en plan	Non	0,05
2- Régularité en élévation	Oui	0,00
3- Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0,00
4- Conditions minimales sur les travées	Oui	0,00

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 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, dalle salle machine, vide ascenseur, etc.).

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 **: Pq = 0.05**

On aura finalement : $\mathbf{Q_x = 1,05}$ et $\mathbf{Q_y = 1,05.}$

G. <u>Détermination du poids de la structure W</u>

Pour chaque niveau « i » on aura : $Wi = WGi + \psi . WQi$ avec $\psi = 0,2$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$ (formule 4.3) RPA2024

- ✓ WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- ✓ WQi : Charges d'exploitation
- ✓ ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\psi = 0,2$ (Cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-2 du RPA 2024

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → Show Tables → ANALYSIS RESULTS → Structure Output → Other Output Items → Story Forces → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

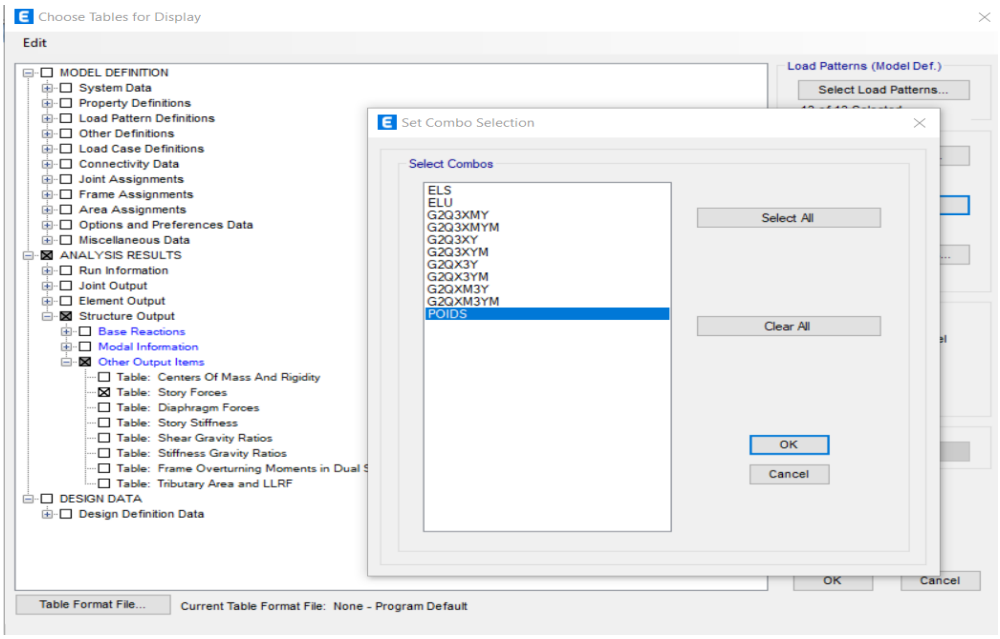


Figure V.5.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Tableau V.7 Valeur du poids total de la structure

Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces
Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN
	ETAGE 3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8,555	1188,9032
	ETAGE 3	POIDS	Combination		Bottom	13726,5889	0	1,105E-05
	ETAGE 2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1297,9683	11,5993
	ETAGE 2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	10,0824	1316,211
	ETAGE 2	POIDS	Combination		Bottom	16564,9547	0	1,074E-05
	ETAGE 1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1402,7126	12,4455
	ETAGE 1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,1363	1414,4933
	ETAGE 1	POIDS	Combination		Bottom	19489,1525	0	1,124E-05
	RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1469,4113	12,9189
	RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,6613	1474,1012
▶	RDC	POIDS	Combination		Bottom	22712,2102	0	1,145E-05

Record: << < 24 > >> of 24 Add Tat

On choisit la valeur indiquée pour sous-sol _ Bottom

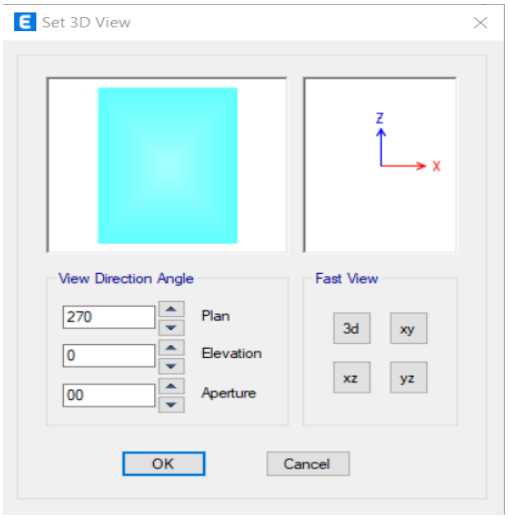
Donc : **W = 22712,2102 KN**

V.5.1.3 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

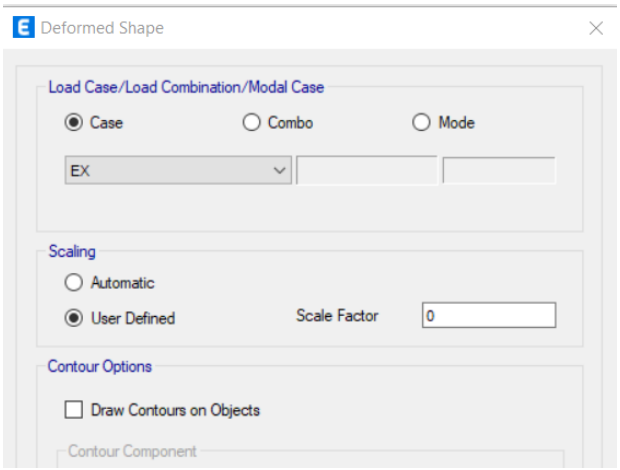
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

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.

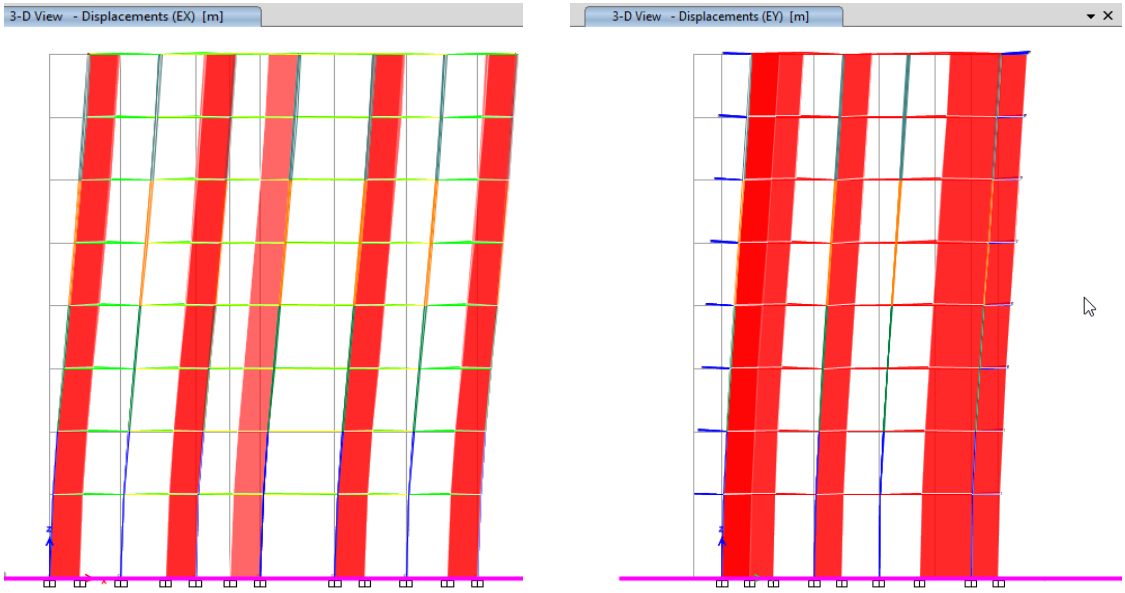


Ensuite → ***display*** → ***deformed shape*** → ***on sélectionne la combinaison Ex.***



Ensuite ***draw →draw section cut***

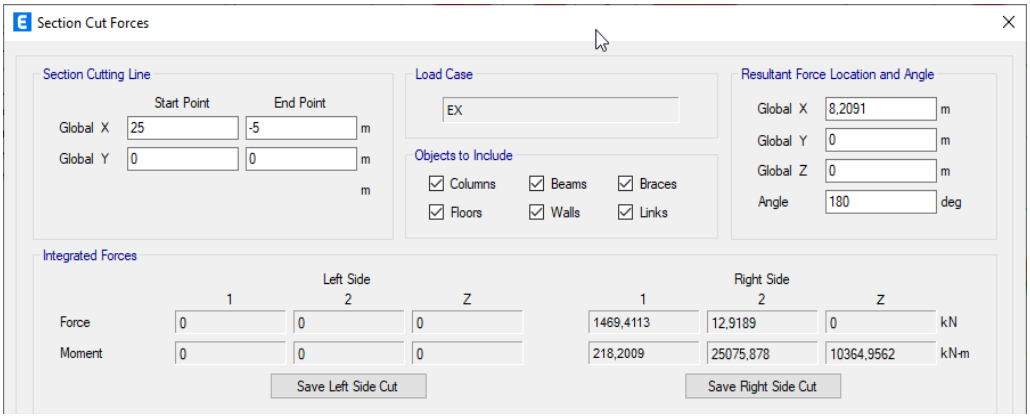
→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

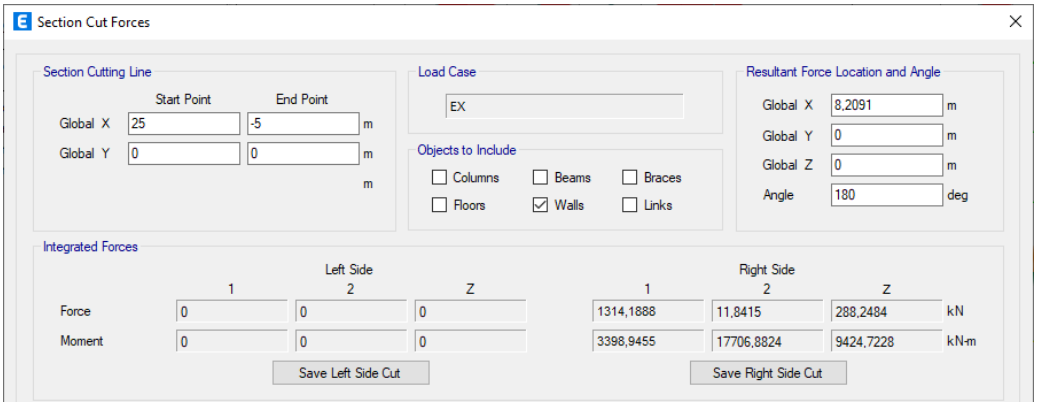


Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Columns Floors Beams Braces Links** et on clique sur **Refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

<u>Les charges horizontales</u>

<u>Sens X-X</u>





On a 1469.4113 → 100%

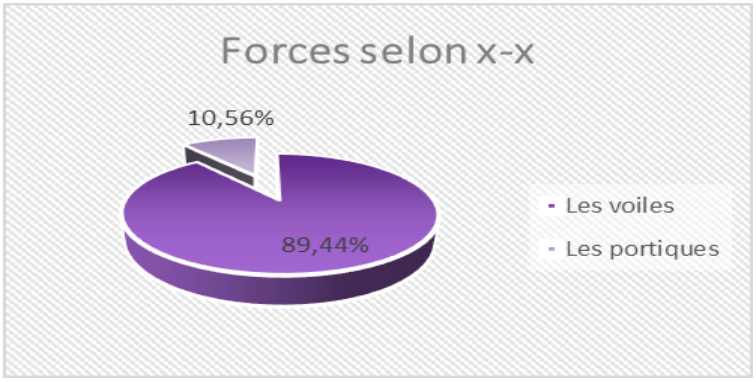
1314.1888 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$X = \frac{1314.1888 \times 100}{1469.4113}$ = **89,44%**

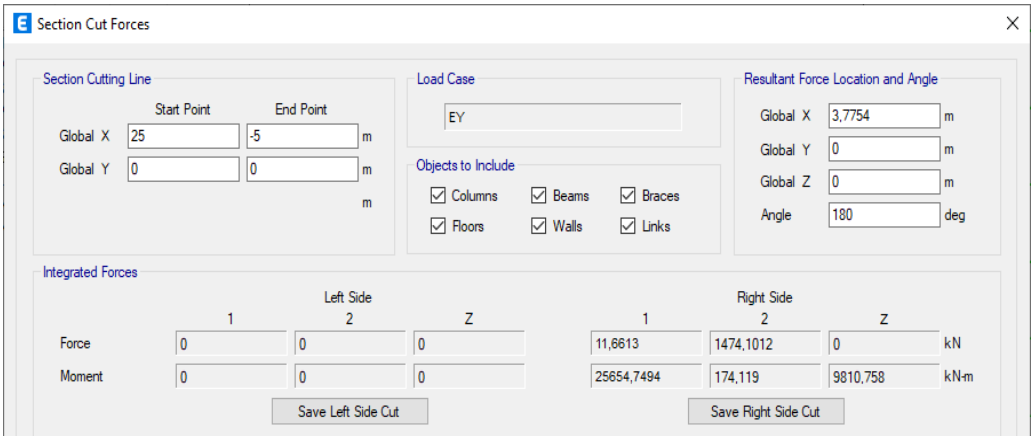
Donc : Effort repris par les voiles=**89,44%**

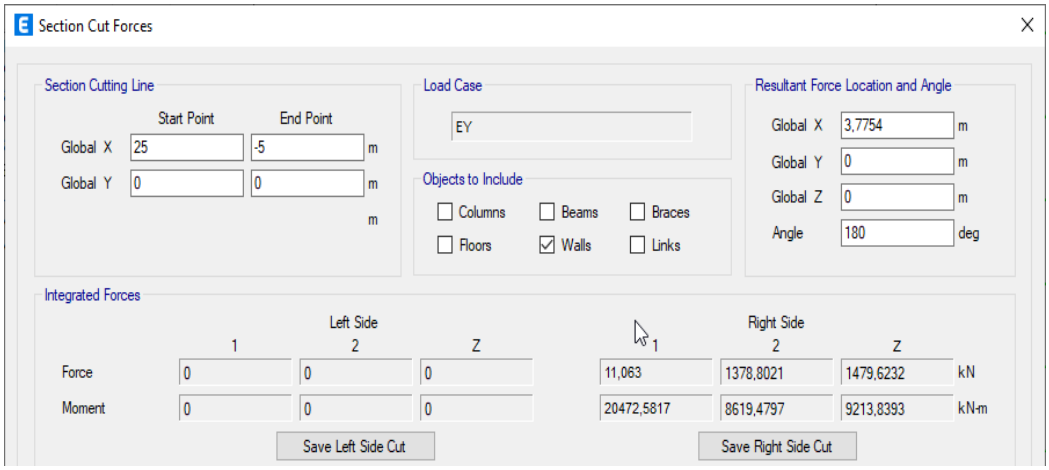
Effort repris par les portiques=**10,56%**



Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivants :





On a 1474.1012 → 100%

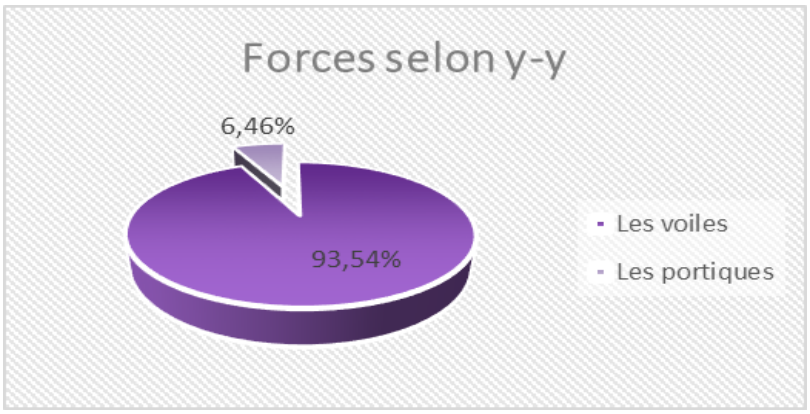
1378.8021→ X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$X = \frac{1378.8021 \times 100}{1474.101} =$ **93,54%**

Donc : Effort repris par les voiles=**93,54%**

Effort repris par les portiques=**6,46%**



Selon les résultats trouvés et le tableau 3.17 du RPA 2024 :

3.6 Coefficient de comportement global de la structure 67

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 trouves, **les voiles reprennent plus de 65% de la charge horizontale** dans les deux directions X Et Y.

D'après l'article 3.6 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 ; dont le coefficient de comportement **R=4,5**

Finalement : $\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S.\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$ Si: $T_2 \leq T=0{,}737 < T_3$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0{,}20 \times 1 \times 1{,}20.\left[2{,}5\frac{1{,}05}{4{,}5}\right].\left[\frac{0{,}50}{0{,}737}\right] = 0{,}095$$

Le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

Tableau V.8 calcul de la force sismique

MSE (RPA 2024)	**Sens X**		**Sens Y**	
Coefficient	$\frac{S_{ad}}{g}(T)$	0,095	$\frac{S_{ad}}{g}(T)$	0,095
	λ	0,85	λ	0,85
	W	**22712,2102**	W	**22712,2102**
Forces sismiques V (Kn)	1834,011		1834,011	

$V = \lambda.\frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$ (Article 4.2.3 RPA version 2024).

- **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

Display → ***Show Tables*** → ***ANALYSIS RESULTS*** → ***Structure Output*** → ***Other Output Items*** → ***Story Forces*** → *on choisit* ***EX spectra*** *et* ***EY spectra***

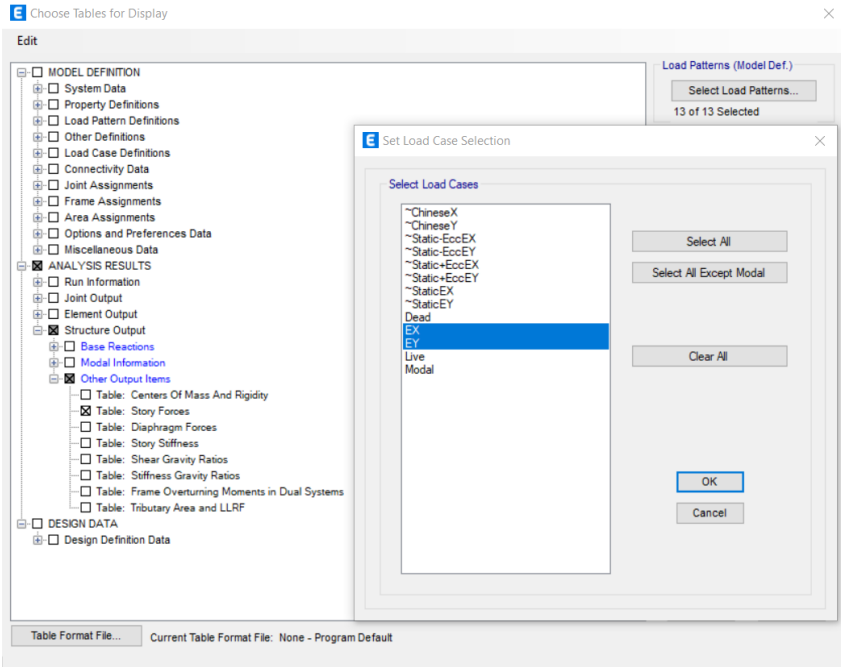


Figure V.5.3 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.9 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces

Filter: None

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE 3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8,555	1188,9032	12393,9193	12033,5023
ETAGE 3	POIDS	Combination		Bottom	13726,5889	0	1,105E-05	0,0001	88233,0944
ETAGE 2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1297,9683	11,5993	9110,1115	135,7605
ETAGE 2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	10,0824	1316,211	13720,9228	15858,9009
ETAGE 2	POIDS	Combination		Bottom	16564,9547	0	1,074E-05	0,0001	106437,9068
ETAGE 1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1402,7126	12,4455	9856,9524	169,8072
ETAGE 1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,1363	1414,4933	14748,7372	19945,4806
ETAGE 1	POIDS	Combination		Bottom	19489,1525	0	1,124E-05	0,0001	125163,4602
RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1469,4113	12,9189	10335,3442	218,2009
RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,6613	1474,1012	15374,7599	25654,7494
RDC	POIDS	Combination		Bottom	22712,2102	0	1,145E-05	0,0001	145761,9055

Record: << < 22 > >> of 24 Add Tables... Done

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **Vx =1469.4113 KN**

Vy = 1474.1012 KN

Comparaison des résultats des forces sismiques

Tableau V.10 comparaison des résultats des forces sismiques

	V_{MSE} (KN)	0.8V_{MSE} (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	1834,011	**1467,209**	**1469,411**	**Condition vérifiée**
Sens (y-y)	**1834,011**	**1467,209**	**1474,101**	**Condition vérifiée**

- **Résultante des forces sismique de calcul :**

Selon article 4.3.5 de RPA 2024 la résultante des forces sismiques Vt obtenue par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode statique équivalente V.

Si Vt < 80 % V, tous les paramètres calculés par la méthode modale doivent être ajustés en les augmentant selon le rapport 0.8 V/Vt

V.5.1.4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (article 7.4.3)RPA2024

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0{,}35.$ Formule (7.5) RPA2024

Avec N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 45×45 : N_d =1389,178 KN

$$\nu = \frac{1389{,}178 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.27 \leq 0.35 \rightarrow$$ **Condition vérifiée**

- Pour les poteaux 40×40 : N_d =1013,8204 KN

$$\nu = \frac{1013{,}8204 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.25 \leq 0.35 \rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

- Pour les poteaux 35×35 : Nd = 663,0415KN

$$\nu = \frac{663{,}0415 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.22 < 0.35$$ **→ Condition vérifiée.**

- Pour les poteaux 30×30 : N_d = 325,818KN

$$\nu = \frac{325{,}818 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.14 < 0.35 \rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

V.5.1.5 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.5.2 du RPA 2024. Ils ne doivent pas dépasser 0,75% de la hauteur de l'étage (art 5.10 du RPA2024)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k «δ_K» de la structure est calculé comme suit :

$\boldsymbol{\delta_k = \frac{R}{Q_F}\delta_{ek}}$ **:**(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

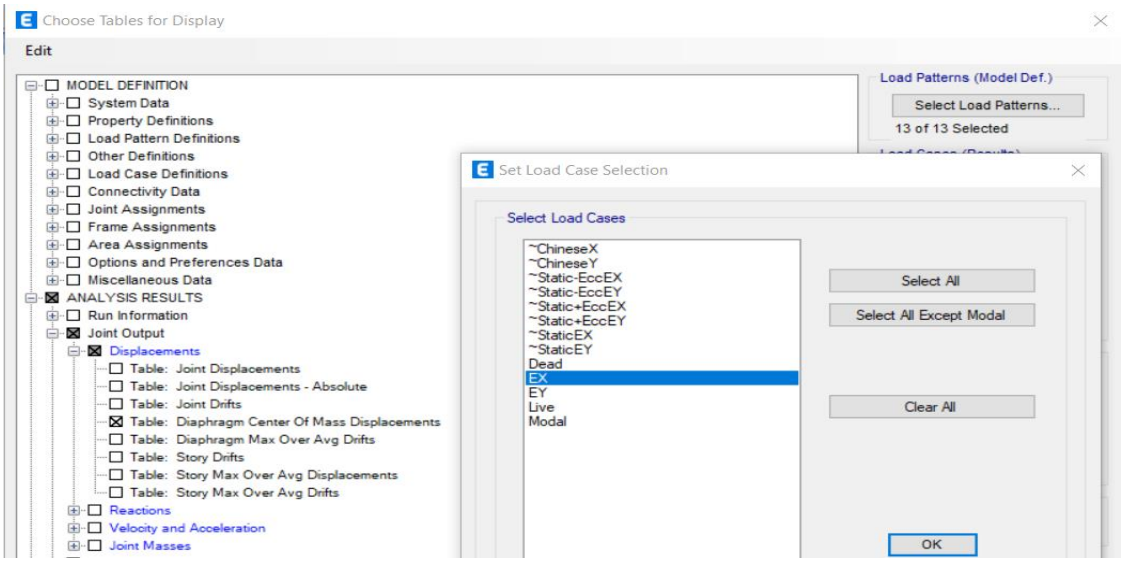
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$ (formule 4-16 du RPA 2024).

Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → ***Show Tables*** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Joint Output→ Displacements → table: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Puis on définit la combinaison **Ex** en cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur OK

Diaphragm Center Of Mass Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Diaphragm Center Of Mass Displacements
Filter: None

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
ETAGE 7	E7	EX	LinRespSpec	Max	0,017194	0,000149	0,000195
ETAGE 6	E6	EX	LinRespSpec	Max	0,015418	0,000118	0,000173
ETAGE 5	E5	EX	LinRespSpec	Max	0,013374	9,4E-05	0,000149
ETAGE 4	E4	EX	LinRespSpec	Max	0,01106	7,5E-05	0,000122
ETAGE 3	E3	EX	LinRespSpec	Max	0,00853	6,1E-05	9,3E-05
ETAGE 2	E2	EX	LinRespSpec	Max	0,005921	4,7E-05	6,4E-05
ETAGE 1	E1	EX	LinRespSpec	Max	0,00342	3E-05	3,6E-05
RDC	RDC	EX	LinRespSpec	Max	0,001313	1,2E-05	1,4E-05

<u>Dans le sens transversal</u>

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : ***Select cases/combos*** → 2 fois sur ***OK***

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Diaphragm Center Of Mass Displacements
Filter: None

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
ETAGE 7	E7	EY	LinRespSpec	Max	0,000153	0,013826	0,000149
ETAGE 6	E6	EY	LinRespSpec	Max	0,000141	0,011997	0,00013
ETAGE 5	E5	EY	LinRespSpec	Max	0,000129	0,010062	0,000109
ETAGE 4	E4	EY	LinRespSpec	Max	0,000118	0,008043	8,7E-05
ETAGE 3	E3	EY	LinRespSpec	Max	0,000103	0,005992	6,5E-05
ETAGE 2	E2	EY	LinRespSpec	Max	8,1E-05	0,004014	4,4E-05
ETAGE 1	E1	EY	LinRespSpec	Max	5,1E-05	0,002238	2,5E-05
RDC	RDC	EY	LinRespSpec	Max	2,1E-05	0,000838	9E-06

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_X :

Story	**Diaphragm**	**Load**	δ_{ek}	**R**	**Qf**	$\delta_k=(R/Qf)\delta e_k$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	**0,75%He**	**Conclusion**
ETAGE 7	D7	EX	0,0172	4,5	1,05	0,074	**0,0018**	0,02295	**CV**
ETAGE 6	D6	EX	0,0154	4,5	1,05	0,066	**0,0020**	0,02295	**CV**
ETAGE 5	D5	EX	0,0134	4,5	1,05	0,057	**0,0023**	0,02295	**CV**
ETAGE 4	D4	EX	0,0111	4,5	1,05	0,047	**0,0025**	0,02295	**CV**
ETAGE 3	D3	EX	0,0085	4,5	1,05	0,037	**0,0026**	0,02295	**CV**
ETAGE 2	D2	EX	0,0059	4,5	1,05	0,025	**0,0025**	0,02295	**CV**
ETAGE 1	D1	EX	0,0034	4,5	1,05	0,015	**0,0021**	0,02295	**CV**
RDC	RDC	EX	0,0013	4,5	1,05	0,006	**0,0013**	0,0306	**CV**

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	Qf	$\delta_k=(R/Qf)\delta e_k$	$\Delta_y=\delta_k-\delta_{k-1}$	$0,75\%H_e$	Conclusion
ETAGE 7	D7	EY	0,0138	4,5	1,05	0,059	**0,0018**	0,02295	**CV**
ETAGE 6	D6	EY	0,0120	4,5	1,05	0,051	**0,0019**	0,02295	**CV**
ETAGE 5	D5	EY	0,0101	4,5	1,05	0,043	**0,0020**	0,02295	**CV**
ETAGE 4	D4	EY	0,0080	4,5	1,05	0,034	**0,0021**	0,02295	**CV**
ETAGE 3	D3	EY	0,0060	4,5	1,05	0,026	**0,0020**	0,02295	**CV**
ETAGE 2	D2	EY	0,0040	4,5	1,05	0,017	**0,0018**	0,02295	**CV**
ETAGE 1	D1	EY	0,0022	4,5	1,05	0,010	**0,0014**	0,02295	**CV**
RDC	RDC	EY	0,0008	4,5	1,05	0,004	**0,0008**	0,0306	**CV**

Déplacement maximal

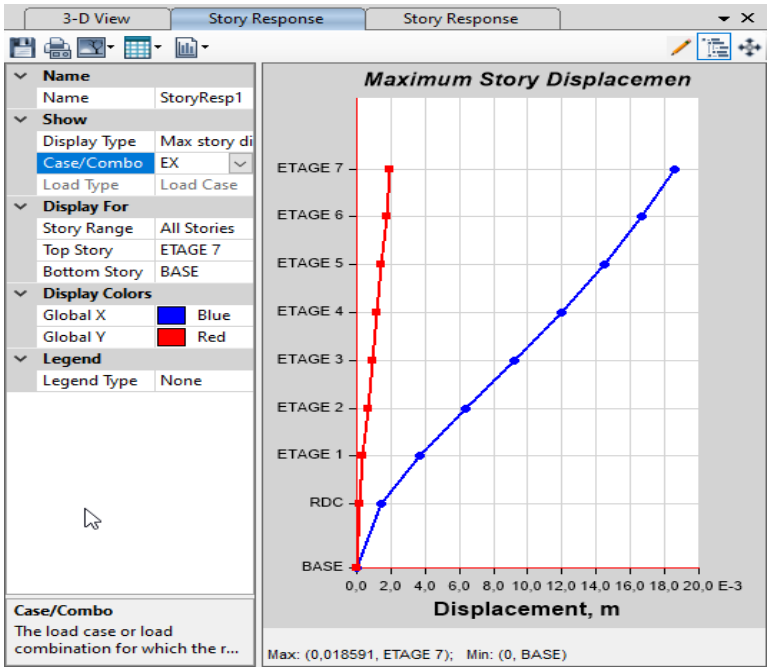
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

Display → ***story response plots***

$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$ **(Art B.6.5, 3/BAEL91)** avec f: la flèche admissible.

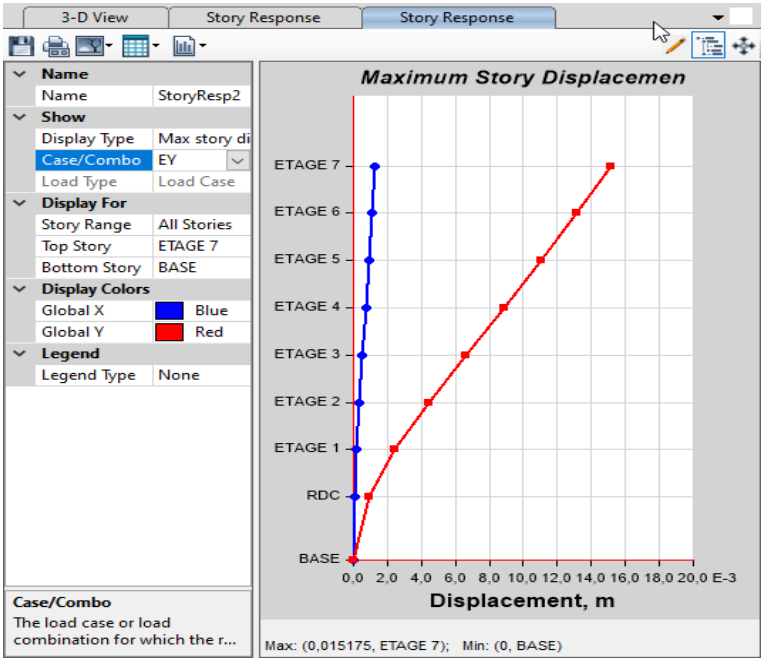
h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$\delta_{Max} = 0.019$ m $\leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25,5}{500} = 0.051$ m → **Condition vérifiée.**

Suivant Ey



$\delta Max = 0.015\ m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{25,5}{500} = 0.051\ m \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.5.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$\boldsymbol{\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1}$ (Formule 5.10 ; article 5.9 ; RPA2024)

Avec :

$\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k

$\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », (cf. § 4.5.2 et Eqn. (4.16).)

$\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Story	poids	Δ_{kx} [m]	V_x[kN]	V_x x h	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y[kN]	V_y xh	Θ_y
ETAGE 7	2662,9031	0,0018	323,1981	988,99	**0,0048**	0,0018	340,2743	1041,24	**0,0046**
ETAGE 6	5361,7352	0,0020	598,2498	1830,64	**0,0059**	0,0019	625,2891	1913,38	**0,0053**
ETAGE 5	8124,9791	0,0023	818,5272	2504,69	**0,0075**	0,0020	849,3801	2599,10	**0,0063**
ETAGE 4	10888,2231	0,0025	1003,7719	3071,54	**0,0089**	0,0021	1033,1905	3161,56	**0,0072**
ETAGE 3	13726,5889	0,0026	1162,4817	3557,19	**0,0100**	0,0020	1188,9032	3638,04	**0,0075**
ETAGE 2	16564,9547	0,0025	1297,9683	3971,78	**0,0104**	0,0018	1316,211	4027,61	**0,0074**
ETAGE 1	19489,1525	0,0021	1402,7126	4292,30	**0,0095**	0,0014	1414,4933	4328,35	**0,0063**
RDC	22712,2102	0,0013	1469,4113	7053,17	**0,0049**	0,0008	1474,1012	6014,33	**0,0030**

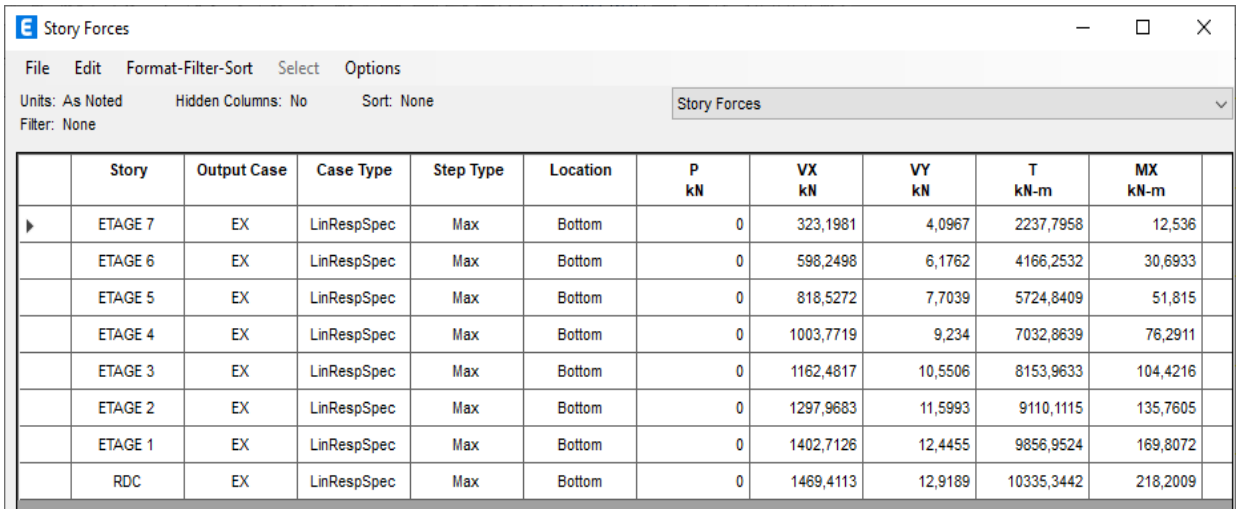
Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0{,}1$.

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 Vx

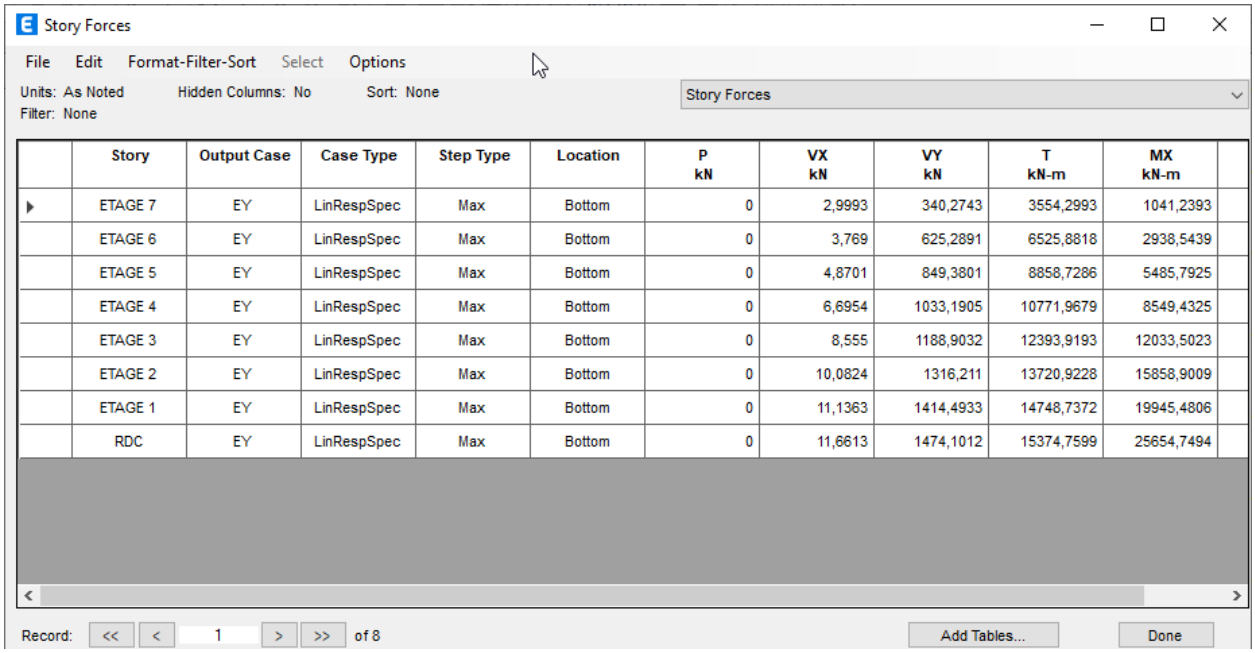
Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Structure Output → Other Output Items → Table: Story Forces → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur: 2 fois **OK**



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE 7	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	323,1981	4,0967	2237,7958	12,536
ETAGE 6	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	598,2498	6,1762	4166,2532	30,6933
ETAGE 5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	818,5272	7,7039	5724,8409	51,815
ETAGE 4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1003,7719	9,234	7032,8639	76,2911
ETAGE 3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1162,4817	10,5506	8153,9633	104,4216
ETAGE 2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1297,9683	11,5993	9110,1115	135,7605
ETAGE 1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1402,7126	12,4455	9856,9524	169,8072
RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1469,4113	12,9189	10335,3442	218,2009

Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.



Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None
Filter: None

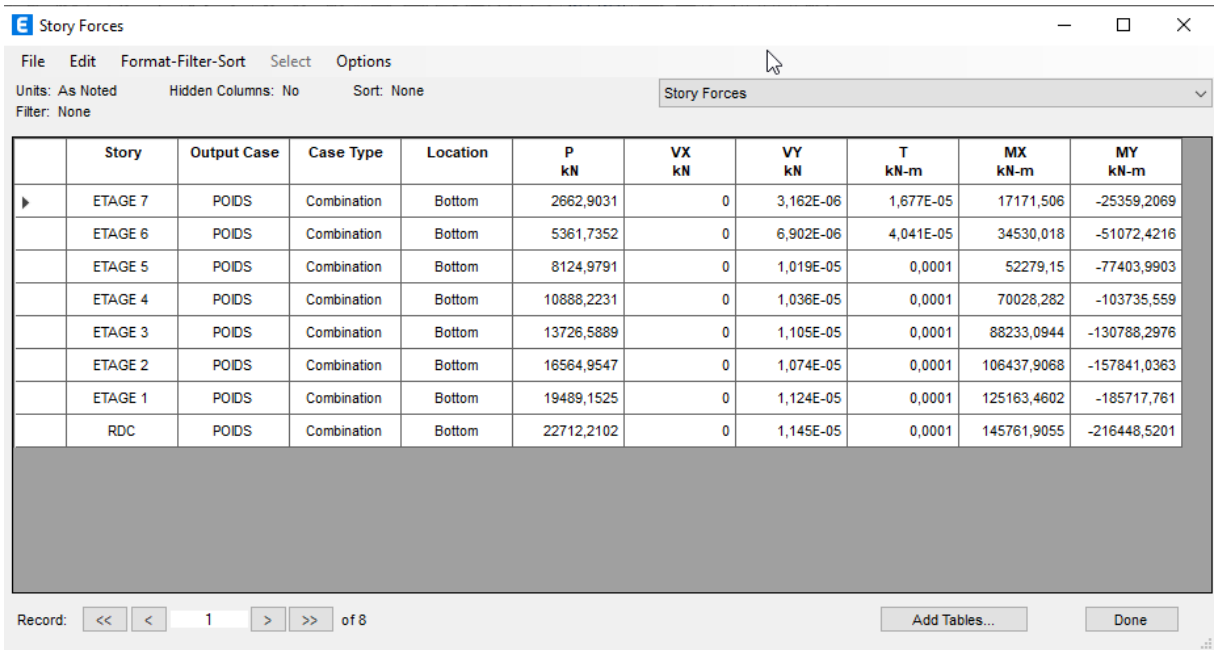
Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE 7	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2,9993	340,2743	3554,2993	1041,2393
ETAGE 6	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3,769	625,2891	6525,8818	2938,5439
ETAGE 5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4,8701	849,3801	8858,7286	5485,7925
ETAGE 4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6,6954	1033,1905	10771,9679	8549,4325
ETAGE 3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8,555	1188,9032	12393,9193	12033,5023
ETAGE 2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	10,0824	1316,211	13720,9228	15858,9009
ETAGE 1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,1363	1414,4933	14748,7372	19945,4806
RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	11,6613	1474,1012	15374,7599	25654,7494

Record: << < 1 > >> of 8 Add Tables... Done

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids



Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None
Filter: None

Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
ETAGE 7	POIDS	Combination	Bottom	2662,9031	0	3,162E-06	1,677E-05	17171,506	-25359,2069
ETAGE 6	POIDS	Combination	Bottom	5361,7352	0	6,902E-06	4,041E-05	34530,018	-51072,4216
ETAGE 5	POIDS	Combination	Bottom	8124,9791	0	1,019E-05	0,0001	52279,15	-77403,9903
ETAGE 4	POIDS	Combination	Bottom	10888,2231	0	1,036E-05	0,0001	70028,282	-103735,559
ETAGE 3	POIDS	Combination	Bottom	13726,5889	0	1,105E-05	0,0001	88233,0944	-130788,2976
ETAGE 2	POIDS	Combination	Bottom	16564,9547	0	1,074E-05	0,0001	106437,9068	-157841,0363
ETAGE 1	POIDS	Combination	Bottom	19489,1525	0	1,124E-05	0,0001	125163,4602	-185717,761
RDC	POIDS	Combination	Bottom	22712,2102	0	1,145E-05	0,0001	145761,9055	-216448,5201

Record: << < 1 > >> of 8 Add Tables... Done

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Calcul des éléments principaux

VI.1. Ferraillage 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 :

ELU $1.35G + 1.5Q$

ELS $G + Q$

$G + 0{,}2Q + Ex + 0{,}3Ey$

$G + 0{,}2Q - Ex - 0{,}3\,Ey$

$G + 0{,}2Q + 0.3Ex + Ey$

$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex - Ey$

$G + 0{,}2Q + Ex - 0{,}3\,Ey$

$G + 0{,}2Q + 0{,}3Ex - Ey$

$G + 0{,}2Q - Ex + 0{,}3Ey$

$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex + Ey$

VI.1.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (RPA 2024 Art.7.5.2.2)

- 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 $\mathbf{60\Phi_L}$ (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 ferraillés 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 (cm²)	4% b h (cm²)	8% b h (cm²)
Poteaux (45x45)	20,25	81	162
Poteaux (40x40)	16	64	128
Poteaux (35x35)	12,25	49	98
Poteaux (30x30)	9	36	72

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) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c')$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c')$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$

Avec :

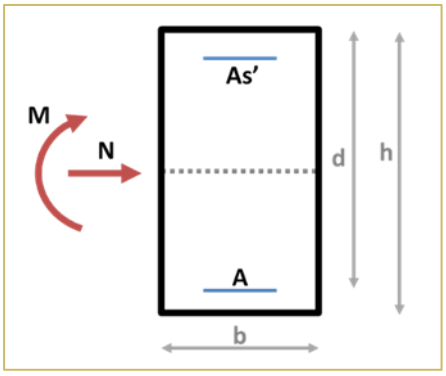
N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$



➢ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$
- 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'≠0)

On Calcul: $M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

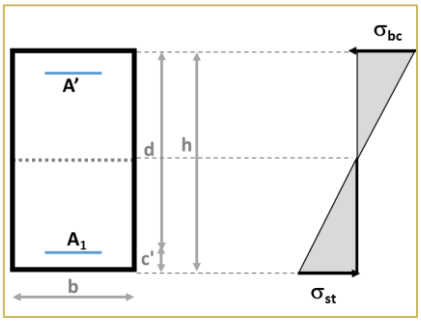
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$A_s' = A'$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$



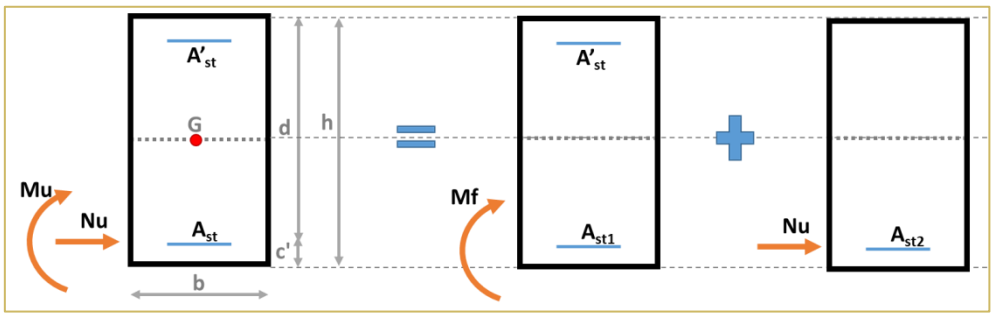


Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$

$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81\frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$

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

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_{f(d-0.5h)bh.f_{bc}}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

➢ **2eme cas :**

Si $N_u (d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est Simplement armée

$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = (\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si})$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 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.

$\boldsymbol{\sigma_s}$**:** 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 ferraillage des poteaux sera fait à l'aide de l'application de calcul des sections d'armatures SOCOTEC.

➢ Selon le RPA 2024 , les paramètres suivants seront adoptés pour nos calculs :

	f_{c28}[MPa]	f_e[MPa]	f_{bu}[MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st}[MPa]
Situation Accidentelle	25	400	17,71	1,2	1	0,85	400
Situation Courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Suivant les cas de chargement le plus défavorable :

$(N^{max} - M^{corr})$

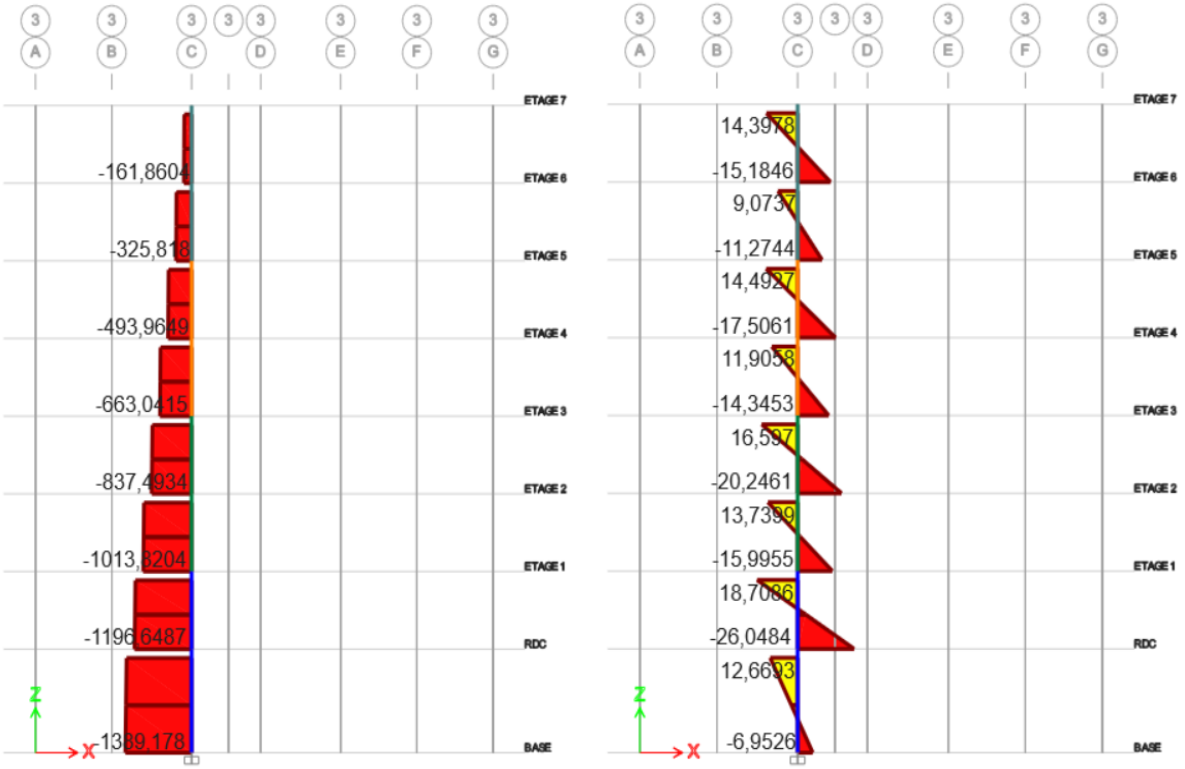
$(N^{min} - M^{corr})$

$(N^{corr} - M^{max})$

Niveau	Section(cm2)	Sollicitation	Combinaison	Poteaux	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
RDC – E1	(45×45)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	C11	1389,178	-6,9526
		$N^{min} - M^{corr}$	G2Q3XY	C1	-404,1525	6,9833
		$N^{corr} - M^{max}$	G2QX3Y	C8	500,7985	-68,7997
E2 – E3	(40×40)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	C11	1013,8204	-15,9955
		$N^{min} - M^{corr}$	G2Q3XY	C25	-113,6673	1,5248
		$N^{corr} - M^{max}$	G2QX3Y	C8	330,1145	-67,2508
E4 – E5	(35×35)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	C11	663,0415	-14,3453
		$N^{min} - M^{corr}$	G2Q3XY	C2	-26,7551	4,8398
		$N^{corr} - M^{max}$	G2QX3Y	C8	186,1607	-53,9424

E6 – E7	(30×30)	N^{max} – M^{corr}	ELU	C11	325,818	-11,2744
		N^{min} – M^{corr}	G2Q3XY	C2	-32,7134	4,7933
		N^{corr} – M^{max}	G2QX3Y	C8	57,5725	-36,7702

Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.



Diagrammes de N^{max} et M^{cor} (C11, ELU)

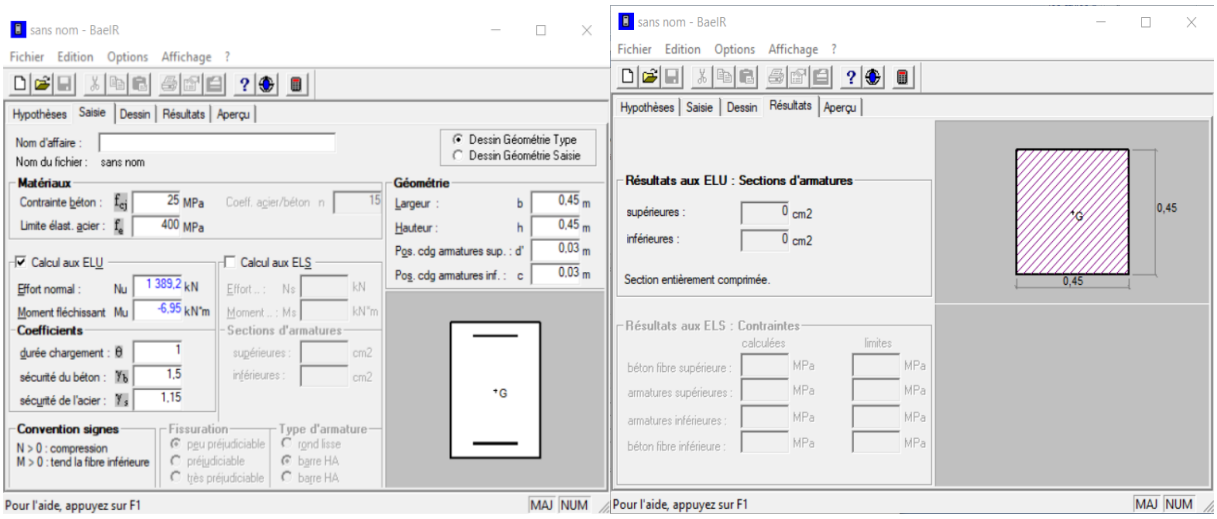


Figure VI.2 : Exemple du ferraillage à l'aide de l'application SOCOTEC

- **Calcul du ferraillage des poteaux**

Poteau	N°	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm^2)	As (cm^2)	Amin (cm^2)	Ferraillage	A adoptée (cm^2)
45x45	C11	1389,178	-6,9526	SEC	0	0	20,25	**4HA16 4HA20**	**20.61**
	C1	-404,1525	6,9833	SET	4,6	5,5			
	C8	500,7985	-68,7997	SEC	0	0			
40x40	C11	1013,8204	-15,9955	SEC	0	0	16	**8HA16**	**16.08**
	C25	-113,6673	1,5248	SET	1,31	1,53			
	C8	330,1145	-67,2508	SPC	0,61	0			
35x35	C11	663,0415	-14,3453	SEC	0	0	12,25	**8HA14**	**12.32**
	C2	-26,7551	4,8398	SPC	0	0,74			
	C8	186,1607	-53,9424	SPC	2,07	0			
30x30	C11	325,818	-11,2744	SEC	0	0	**9**	**8HA12**	**9.05**
	C2	-32,7134	4,7933	SPC	0	0,9			
	C8	57,5725	-36,7702	SPC	2,83	0			

Tableau VI.3 : Ferraillage 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)**

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$ mm ; $\emptyset_t = \mathbf{10\ mm}$

$\emptyset_t$: Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en ϕ10. Soit ($A_t = 3.14\ cm^2$).

- **Espacement des armatures transversales :**

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (30+10)cm\}$

$S_t \leq 18cm$ Soit : $S_t = 15$ cm

❖ Selon le RPA 2024 (Art 7.4.2)

➢ **En zone courante :**

$$t' \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$t' \leq \min\{15; 15; 12\} = 12cm$

t'≤12 cm soit : t' =10cm

➢ **En zone nodale :**

$$t \leq min\left(\frac{b_0}{3}, 10cm, 60\emptyset_l\right) = min(\frac{30}{3}, 10cm, 60 \times 1{,}2)$$

$t \leq \min\{10; 10; 72\} = 10cm$

t ≤ 10 cm soit: t =10 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 :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$l_f = 0.707\, l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau**.**

❖ **Poteaux (45 x45) :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,73}{0.45} = 5,86$ Donc $\lambda_g \geq 5$

- *Zone courante* : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**
- *Zone nodale :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**

❖ **Poteaux (45 x45) :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2,71}{0.45} = 4,26$ Donc $3 < \lambda_g \leq 5$

- *Zone courante :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 cm^2$

$A_t^{min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 cm^2$

$(3.6+1.35)/2 = 2.6\ cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**

- *Zone nodale :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 cm^2 \rightarrow$ **CV**

$A_t^{min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 cm^2$

$(3.6+1.35)/2 = 2.6\ cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**

❖ **Poteaux (40x40) :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.71}{0.40} = 4.79$ Donc $3 < \lambda_g \leq 5$

- *Zone courante :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 cm^2$

$A_t^{min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 cm^2$

$(3.2+1.2)/2 = 2.2\ cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**

- *Zone nodale :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 cm^2 \rightarrow$ **CV**

$A_t^{min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 cm^2$

$(3.2+1.2)/2 = 2.2\ cm^2 \leq 3.14\ cm^2 \rightarrow$ **CV**

❖ **Poteaux (35x35) :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.71}{0.35} = 5.47 \geq 5$

- *Zone courante :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 cm^2 \leq 3.14\ cm^2$ → **CV**
- *Zone nodale :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 cm^2 \leq 3.14\ cm^2$ → **CV**

❖ **Poteaux (30x30) :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.71}{0.30} = 6.39 \geq 5$

- *Zone courante :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 cm^2 \leq 3.14\ cm^2$ → **CV**
- *Zone nodale :* $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 cm^2 \leq 3.14\ cm^2$ → **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.

h'= Max $(1.5h_c ; \frac{l_{cL}}{6}; 60\ cm)$ (Art.7.4.2)

- h_c (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- lcL (unités: cm): la longueur libre du poteau (7.2)
- Si lc/hc < 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	h'= Max $(1.5\times 45 ; \frac{378}{6}; 60\ cm) = 67,5cm$
Poteaux (45x45)	3.06	h'= Max $(1.5\times 45 ; \frac{276}{6}; 60\ cm) = 67,5cm$
Poteaux (40x40)	3.06	h'= Max $(1.5\times 40 ; \frac{276}{6}; 60\ cm) = 60cm$
Poteaux (35x35)	3.06	h'= Max $(1.5\times 35 ; \frac{276}{6}; 60\ cm) = 60cm$
Poteaux (30x30)	3.06	h'= Max $(1.5\times 30 ; \frac{276}{6}; 60\ cm) = 60cm$

Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale

La longueur minimale des recouvrements est :

Pour la zone IV : $\mathbf{L_r = 60\Phi}$

Ø20 $L_r = 60 \times 2 = 120cm$

Ø16 $L_r = 60 \times 1.6 = 96cm$

Ø14 $L_r = 60 \times 1.4 = 84cm$

Ø12 $L_r = 60 \times 1.2 = 72cm$

- **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3 /RPA2024) :**

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 : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \bar{\tau}_{bu} = 1.875MPa$

$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \bar{\tau}_{bu} = 1MPa$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45x45	4.08	45	42	42,5997	5,86	0.075	0.023	1.875	CV
45x45	3.06	45	42	42,5997	5,86	0.075	0.023	1.875	CV
40x40	3.06	40	37	45,4123	4.79	0.04	0.031	1	CV
35x35	3.06	35	32	36,4487	5.47	0.075	0.033	1.875	CV
30x30	3.06	30	27	25,4158	6.39	0.075	0.031	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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ 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 Cp.

L_C **:** la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p\,y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_S$$

Avec : $P = -3L_C^2 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c') + \frac{90A_S}{b}(d - L_C)$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b}(d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$t = 0.5\,(\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{\frac{1}{3}}$, $y_2 = u - \frac{p}{3\,u}$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a\cos(\frac{\varphi}{3})$$

$$y_2^2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120)$$

$y_2^3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240)$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q}\sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$I = \frac{b}{S}y_1^3 + 15\,[A_S(d - y_1)^2 + A'_S\,(y_1 + c')^2]$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

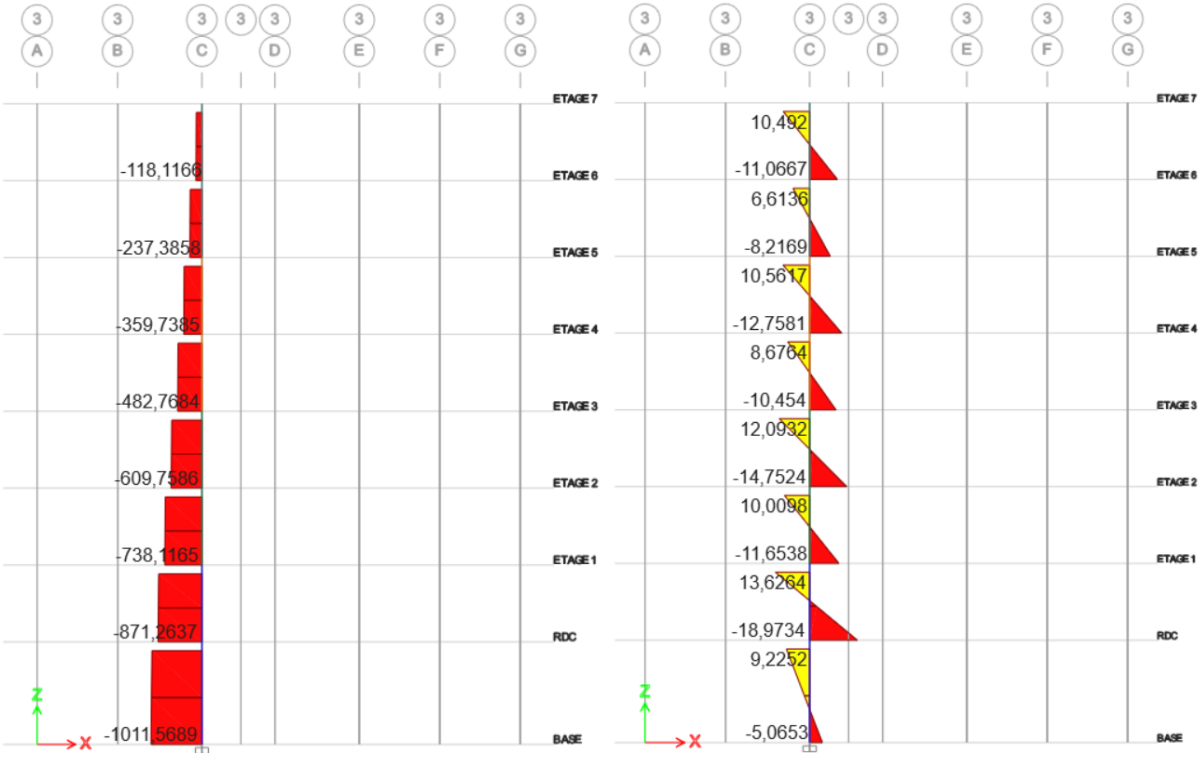
σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{s}$ (MPa)	OBS
RDC et E1	C11	N_{max}=1011,5689	M_{cor}= -5,0653	4,19	63,3	70,1	4,71	15	348	CV
	C25	N_{min}= 161,8546	M_{cor}= 0,4921	0,74	11	10,3	0,69	15	348	CV
	C11	N_{cor}=871,2637	M_{max}= -18,9734	2,85	44,8	70,2	4,81	15	348	CV
E2 et E3	C11	N_{max}=738,1165	M_{cor}= -11,6538	3,27	51	73,4	5,02	15	348	CV
	C25	N_{min}=95,8993	M_{cor}= 0,235	0,56	8,3	7,85	0,52	15	348	CV
	C11	N_{cor}=609,7586	M_{max}= -14,7524	2,31	37,2	65,5	4,53	15	348	CV
E4 et E5	C11	N_{max}=482,7684	M_{cor}= -10,454	2,35	38,4	67,9	4,73	15	348	CV
	C25	N_{min}=44,3011	M_{cor}= 0,115	0,34	5,04	4,71	0,31	15	348	CV
	C11	N_{cor}=359,7385	M_{max}= -12,7581	1,19	21,6	57,6	4,09	15	348	CV
E6 et E7	C11	N_{max}=237,3858	M_{cor}= -8,2169	0,87	17,5	53,6	3,87	15	348	CV
	C25	N_{min}=5,1214	M_{cor}= 0,1307	0,07	1,05	0,48	0,03	15	348	CV
	C12	N_{cor}=27,0315	M_{max}= -11,3175	0	-99,8	35,6	3,5	15	348	CV

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.



Les diagrammes N^{max} et M^{cor}(C11 ,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	1011,5689	-5,0653	-0,0050	**5,49**	**20.61**	CV
	161,8546	0,4921	0,0030	**5,49**		CV
	871,2637	-18,9734	-0,0218	**5,48**		CV
Poteaux (40x40)	738,1165	-11,6538	-0,0158	**4,29**	**16.08**	CV
	95,8993	0,235	0,0025	**4,30**		CV
	609,7586	-14,7524	-0,0242	**4,29**		CV
Poteaux (35x35)	482,7684	-10,454	-0,0217	**3,25**	**12.32**	CV
	44,3011	0,115	0,0026	**3,25**		CV
	359,7385	-12,7581	0,0355	**3,24**		CV
Poteaux (30x30)	237,3858	-8,2169	-0,0346	**2,34**	**9.05**	CV
	5,1214	0,1307	0,0255	**2,36**		CV
	27,0315	-11,3175	-0,4187	**2,25**		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

$G + 0{,}2Q + Ex + 0{,}3Ey$

$G + 0{,}2Q - Ex - 0{,}3\,Ey$

$G + 0{,}2Q + 0.3Ex + Ey$

$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex - Ey$

$G + 0{,}2Q + Ex - 0{,}3\,Ey$

$G + 0{,}2Q + 0{,}3Ex - Ey$

$G + 0{,}2Q - Ex + 0{,}3Ey$

$G + 0{,}2Q - 0{,}3Ex + Ey$

VI.2.2 Recommandations du RPA 2024

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2 RPA2024)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales :(25×35)

Poutres secondaires : (25×30)

Donc : $A_{min} = 0{,}005 \times 25 \times 35 = 4{,}375\ [cm^2]$

$A_{min} = 0{,}005 \times 25 \times 30 = 3{,}75\ [cm^2]$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante

$A_{max} = 0{,}04 \times 25 \times 35 = 35{,}00\ [cm^2]$

$A_{max} = 0{,}04 \times 25 \times 30 = 30{,}00\ [cm^2]$

- ✓ 6% en zone de recouvrement.

$A_{max} = 0{,}06 \times 25 \times 35 = 52{,}50\ [cm^2]$

$A_{max} = 0{,}06 \times 25 \times 30 = 45{,}00\ [cm^2]$

✓ 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.

✓ 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 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;24φt;17.5 cm;6φl) avec:– h: hauteur de la poutre– φt : diamètre des armatures de confinement– φl : diamètre minimal des barres longitudinales

• En dehors de la zone critique :

$S' \leq h/2$

Avec :

S′ = min (h/4;12φl) si les armatures comprimées sont nécessaires

φl: 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 fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ Avec $f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si} \quad t \geq 24h \\ \theta = 0{,}9 & \text{Si} \quad 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0{,}85 & \text{Si} \quad t \leq 1h \end{cases}$$

❖ 1er cas

Si $\mu < \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

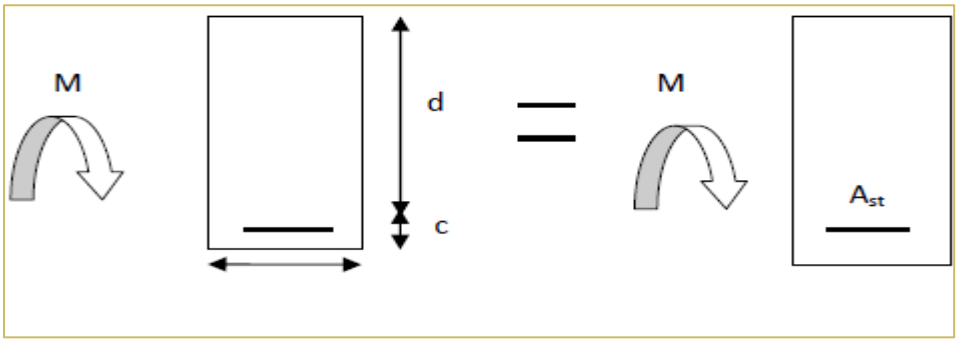


Figure VI.3 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2eme cas

$\mu > \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

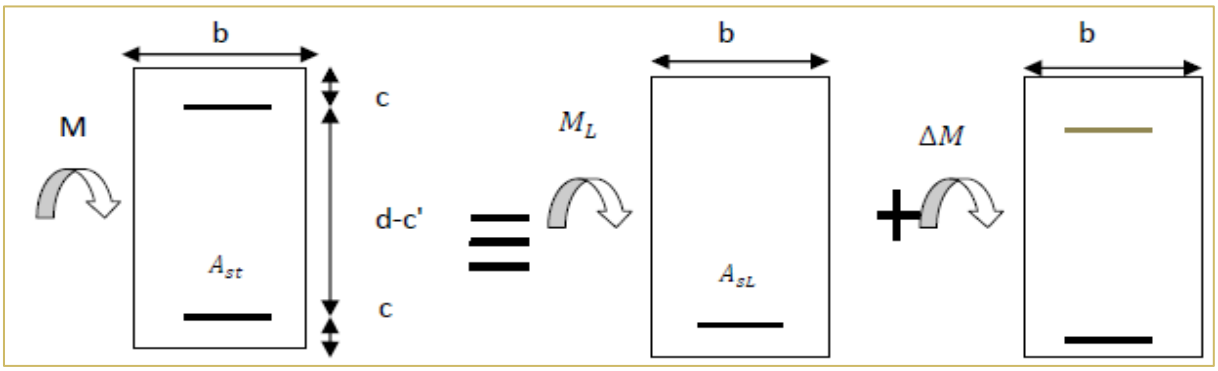


Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$\Delta M = M_u - M_e$

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	17,71	1,2	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.

- ***Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :***

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « SOCOTEC » ou les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

Exemple de calcul

1-Poutre principale(25×35)

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u{}^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{85{,}65 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14{,}2} = 0{,}236 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$\mu = 0{,}236 \longrightarrow \beta = 0{,}863$

$$A_t = \frac{M_u{}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{85{,}65 \times 10^3}{0{,}863 \times 32 \times 348} = 8{,}91[cm^2]$$

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u{}^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{108{,}46 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 17{,}71} = 0{,}239 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\mu = 0{,}239 \longrightarrow \beta = 0{,}861$$

$$A_t = \frac{M_u{}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108.46 \times 10^3}{0{,}861 \times 32 \times 400} = 9{,}84\ [cm^2]$$

Poutre principale	$M_{max(KN.m)}$	μ	obs	β	A_s (cm^2)	Ferraillage	A adoptée (cm^2)
En travée	85,65	0,236	SSA	0,863	8,91	3HA14+3HA16	10,65
Aux appuis	108,46	0,239	SSA	0,861	9,84	3HA14+3HA16	10,65

Tableau VI.9 : Tableau de ferraillage des poutres principales

Diagrammes Des Moments :

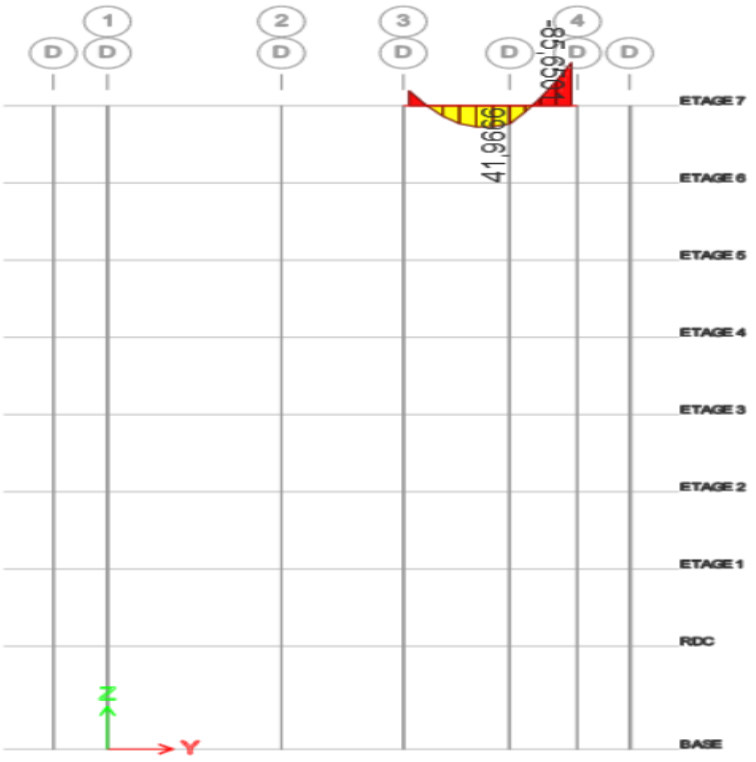


Diagramme des Moments de la poutre Principale en travée (B12, ELU)

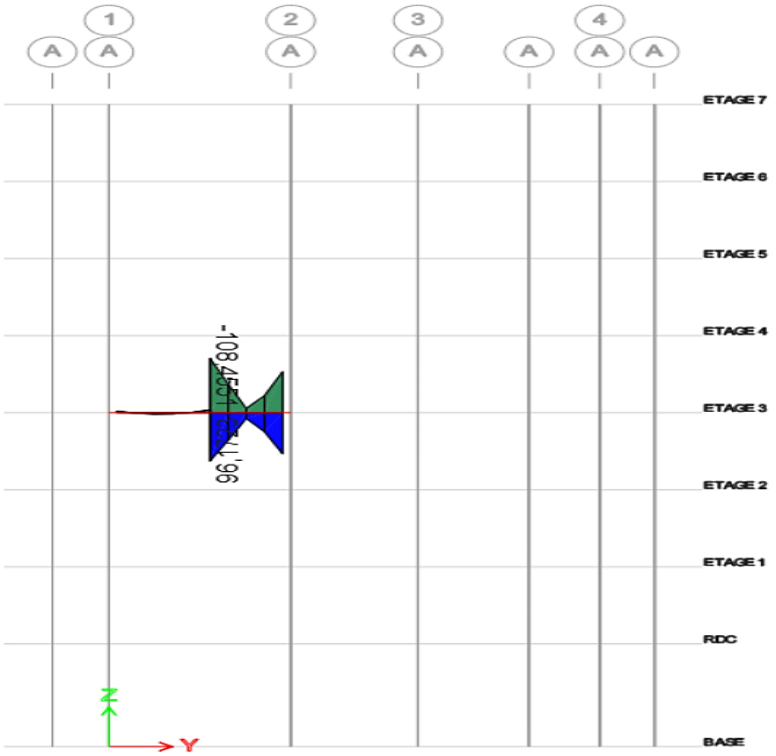


Diagramme des Moments de la poutre Principale aux appuis (B1, G2Q3XY)

2-Poutre secondaire(25×30)

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u{}^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39{,}75 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}154 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$\mu = 0{,}154 \longrightarrow \beta = 0{,}916$

$$A_t = \frac{M_u{}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39{,}75 \times 10^3}{0{,}916 \times 27 \times 348} = 4{,}62[cm^2]$$

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u{}^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{87{,}48 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 17{,}71} = 0{,}271 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(S.S.A)**

$\mu = 0{,}271 \longrightarrow \beta = 0{,}838$

$$A_a = \frac{M_u{}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{87{,}48 \times 10^3}{0{,}838 \times 27 \times 400} = 9{,}67[cm^2]$$

Poutre principale	$M_{max(KN.m)}$	μ	obs	β	A_s (cm^2)	Ferraillage	A adoptée (cm^2)
En travée	39,75	0,154	SSA	0,916	4,62	3HA14	4,62
Aux appuis	87,48	0,271	SSA	0,838	9,67	3HA14+3HA16	10,65

Tableau VI.10 : Tableau de ferraillage des poutres secondaires.

Diagrammes Des Moments :

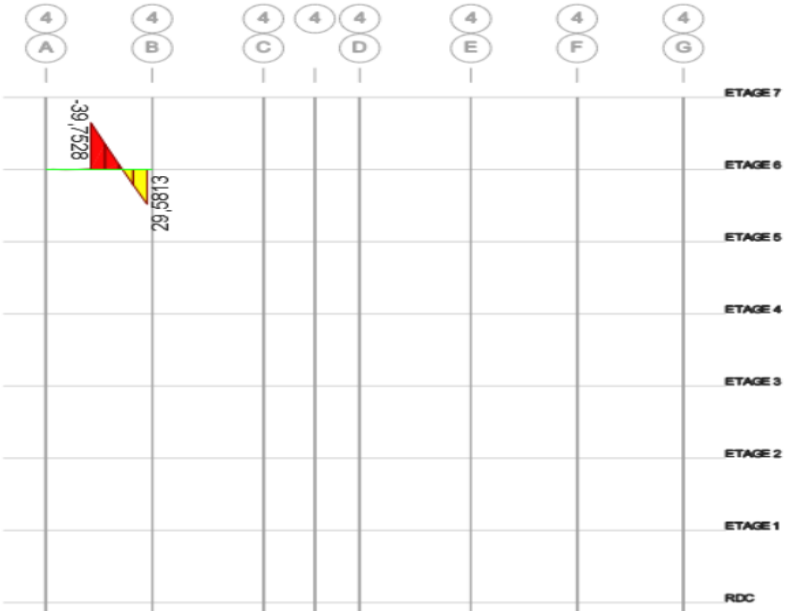


Diagramme de Moment en travée de la poutre secondaire (B22, ELU)

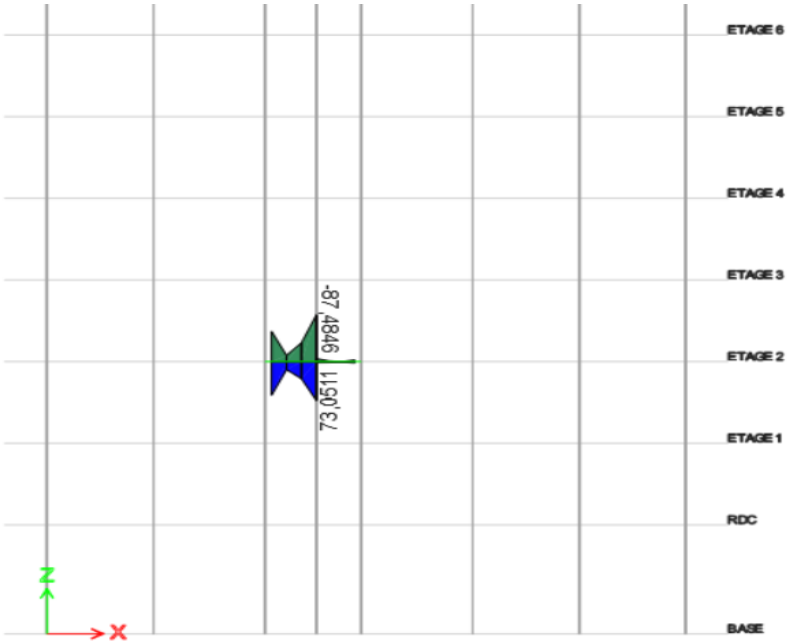


Diagramme de Moment aux appuis de la poutre secondaire (B24, G2QX3Y)

VI.2.4. Vérification des armatures longitudinales

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

1. Poutre principale

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 25 \times 32 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{0{,}966\ [cm^2]}$$

- **Aux appuis**

$A_{adoptée} = 10{,}65 cm^2 > A_{min} = 0{,}966 [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$A_{adoptée} = 10{,}65\ cm^2 > A_{min}(RPA) = 4{,}375\ [cm^2]$

- **En travée**

$A_{adoptée} = 10{,}65 > A_{min} = 0{,}966 [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

2. Poutre secondaire

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 25 \times 27 \times 2{,}1}{400} = 0{,}815\ cm^2$$

- **Aux appuis**

$A_{adoptée} = 10{,}65\ cm^2 > A_{min} = 0{,}815 [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée**

$A_{adoptée} = 10{,}65 cm^2 > A_{min}(RPA) = 3{,}75\ [cm^2]$

- **En travée**

$A_{adoptée} = 4{,}62 cm^2 > A_{min} = 0{,}815 [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

1. Poutre principale

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$$

Avec :

T_u^{max}= 115,86 [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{115{,}86 \times 10^3}{250 \times 320} = 1{,}448\ [MPa]$$

❖ $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ [MPa]\right)$

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 \times 25}{1{,}2}, 5\ [MPa]\right)$ ⟶ $\overline{\tau_u} = \min(4.17\ ; 5\ [MPa])$

$\tau_u = 1{,}448\ [MPa] < \overline{\tau_u} = 4{,}17 [MPa\ ]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

2. <u>Poutre secondaire</u>

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$

Avec :

T_u^{max}= 118,93 [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{118{,}93 \times 10^3}{250 \times 270} = 1{,}762 \text{ [MPa]}$$

❖ $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2\times 25}{1{,}2}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(4.17 \ ; 5 \text{ [MPa]})$

$\tau_u = 1{,}762 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_u} = 4.17 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les contraintes de cisaillement dans toutes les poutres ne dépassent pas la valeur limite de la contrainte requise pour les poutres, Par conséquent, il n'y a aucun risque de cisaillement.

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a.b$

- **<u>Poutre principale</u>** : $T_{max} = 115{,}86 \leq 0.4x\frac{25}{1.2}$x0.9 x 32 x 25 x$10^{-1}$ = 600 KN

Condition vérifiée.

- **<u>Poutre secondaire</u>** :$T_{max} = 118{,}93 \leq 0.4x\frac{25}{1.2} \times 0.9$ x 27 x 25 x$10^{-1} = 506{,}25$ 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 égal à

$(T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d})\frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_S > (T_u - \frac{M_u}{0.9d})\frac{\gamma_s}{f_e}$

- **<u>Poutre principale</u>** :$\left(115{,}86 - \frac{108{,}46}{0.9 \text{ x } 0.32}\right) = -260{,}74 < 0$
- **<u>Poutre secondaire</u>** :$\left(118{,}93 - \frac{87{,}48}{0.9 \text{ x } 0.27}\right) = -286{,}07 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (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).

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

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

$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 d \Sigma \mu_i}$

Avec :

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

$\sum u_i = n\pi\phi$, n : nombre de barres.

- **Poutre principale :** $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,6) = 28,26$ MPA

$\tau_u = \frac{115,86}{0.9 \times 32 \times 28,26} \times 10 = 1,42$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Poutre secondaire** : $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,6) = 28,26$ MPA

$\tau_u = \frac{118,93}{0.9 \times 27 \times 28,26} \times 10 = 1,73$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84$MPa

- **Pour ϕ 16** : $L_s = 56,33$ cm soit : $L_s = 60$ cm
- **Pour ϕ 14** : $L_s = 49,29$ cm soit : $L_s = 50$ 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** : $L_s = 24$cm
- **Pour ϕ 14** : $L_s = 20$cm

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

Poutre principale

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.4\right) = (1 ; 2.5 ; 1.4) = 1\text{cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8$ mm

Poutre Secondaire

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.4\right) = (0.86 ; 2.5 ; 1.4) = 0{,}86 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8$ mm

- **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\emptyset_t^2}{4} = \frac{4 \text{ x } 3.14 \text{ x } 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier At=4HA8 = 2 .01 cm²

- **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$S_t = (0.9\,d\,; 40\text{ cm})$

- **Poutre principale** :$S_t = (0.9\text{x } 32; 40 \text{ cm}) = (33{,}3 ; 40\text{cm}) = 28{,}8\text{cm}$

Soit $S_t = 25$ cm

- **Poutre secondaire** :$S_t = (0.9\text{x}27; 40 \text{ cm}) = (28.8 ; 40\text{cm}) = 24{,}3\text{cm}$

Soit : $S_t = 20$ cm

D'après le RPA 2024 : (Art 7-5-2)

Dans les zones critiques : $s = \min(h/4; 24\varphi t; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi l)$

- Poutre principale :

$$s = \min\left(\frac{35}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.4\right) \rightarrow s = \min(8.75 ; 19.2; 17.5 \text{ cm}; 8.4)$$

$s = 8{,}4$ cm

- Poutre secondaire :

$$s = \min\left(\frac{30}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.4\right) \rightarrow s = \min(7.5 ; 19.2; 17.5 \text{ cm}; 8.4)$$

$s = 7{,}5$ cm

En dehors de la zone critique :

$s' \leq h/2$

- **Poutre principale :**

$s' \leq \frac{35}{2} = 17{,}5$ cm Soit : $S_t = 15$cm

- **Poutre secondaire :**

$s' \leq \frac{30}{2} = 15$ cm Soit : $S_t = 15$cm

avec :

s' = min (h/4;12φl) si les armatures comprimées sont nécessaires

- **Poutre principale :**

$s' \leq \min(\frac{35}{4} ; 12x\ 1{,}4) = (8.75 ; 16.8) = 8{,}75$ cm

Soit : s' = 8 cm

- **Poutre secondaire :**

$s' \leq \min(\frac{30}{4} ; 12x\ 1{,}4) = (7.5 ; 16.8) = 7{,}5$ cm

Soit : s' = 7 cm

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$A_t \geq 3\% . s . b$

- **Poutre principale :** $A_t = 2.01\ cm^2 \geq 0.003 \times 8{,}4 \times 25 = 0{,}63\ cm^2$
- **Poutre secondaire** : $A_t = 2.01\ cm^2 \geq 0.003 \times 7{,}5 \times 25 = 0{,}56\ cm^2$

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

L' =1,5h

$l_{cr} = max\ (1.5h_c ; \frac{lcl}{6} ; 60cm)$

- **Poutre principale :** L'=1,5x35 = 52,5 cm

$l_{cr} = \max (1.5h_c ; \frac{lcl}{6} ; 60cm)$ → $l_{cr} = \max (1.5\times 45 ; \frac{450}{6} ; 60cm)$

l_{cr} =75cm

- **Poutre secondaire :** L'=1,5x30 = 45 cm

$l_{cr} = \max (1.5h_c ; \frac{lcl}{6} ; 60cm)$ → $l_{cr} = \max (1.5\times 45 ; \frac{335}{6} ; 60cm)$

l_{cr} =67,5cm

VI.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc, aucune vérification n'est nécessaire. (Article A4. 5, 32 du BAEL 91). [14]

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 :$\overline{\sigma_s} = 348\ [MPa]$
- Contrainte admissible du béton :$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ [MPa]$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times 25 = 15\ [MPa]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1Est 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}(cm2)	$\boldsymbol{\rho}$	$\boldsymbol{\beta}$	K_1	$\boldsymbol{\sigma_{st}}$(MPa)	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$(MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$(MPa)	obs
En travée	33,46	10,65	1,331	0,845	17,26	116,19	6,73	15	cv
Aux appuis	62,36	10,65	1,331	0,845	17,26	216,55	12,55	15	cv

Tableau VI.11 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

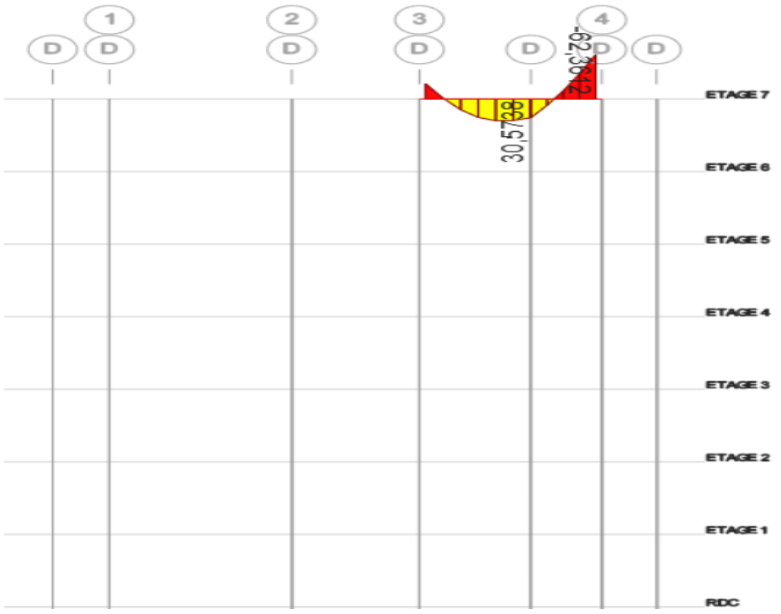


Diagramme des Moments de la poutre Principale aux appuis (B12, ELS)

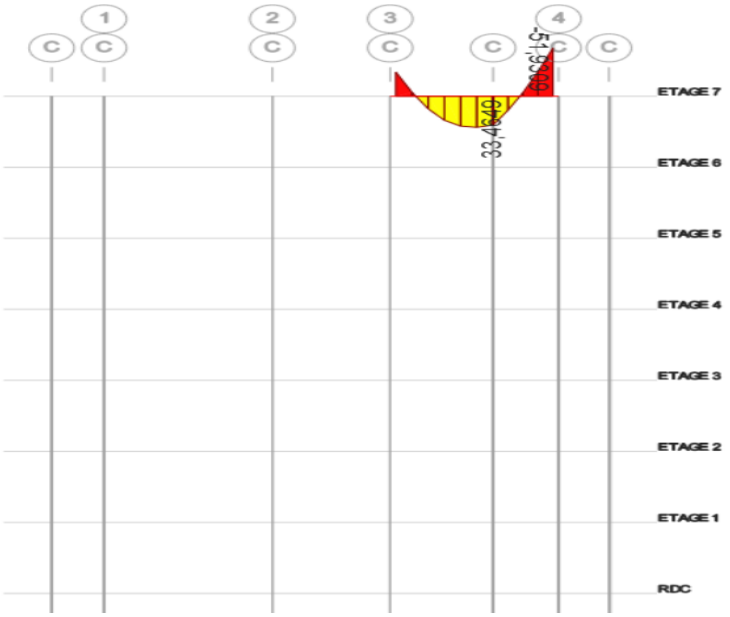


Diagramme des Moments de la poutre Principale en travée (B9, ELS)

Poutre secondaire

PS	M_{max} (KN.m)	A_{st} (cm2)	$\boldsymbol{\rho}$	$\boldsymbol{\beta}$	K_1	$\boldsymbol{\sigma_{st}}$(MPa)	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$(MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$(MPa)	obs
En travée	21,35	4,62	0,684	0,879	26,32	194,72	7,40	15	cv
Aux appuis	28,71	10,65	1,578	0,836	15,49	119,43	7,71	15	cv

Tableau VI.12 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

Diagramme des Moments aux appuis et en travée de la poutre secondaire (B22, ELS)

VI.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (art.6.5.2)**

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- **Sens des poutres principales :**

$0{,}15\ cm < \frac{450}{500} = 0{,}9\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Sens des poutres secondaires :**

$0{,}04\ cm < \frac{335}{500} = 0{,}67\ cm$ ⟶ **Condition vérifiée.**

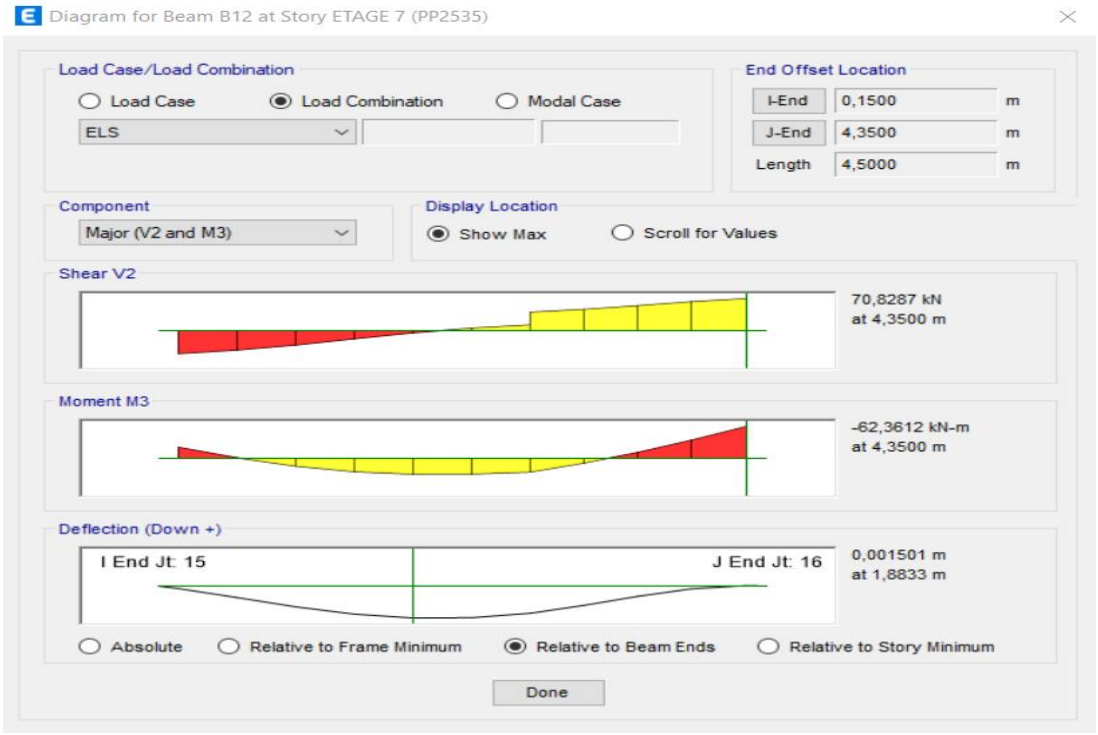


Figure VI.5 : Vérification de la flèche dans les poutres principales (y compris B12)

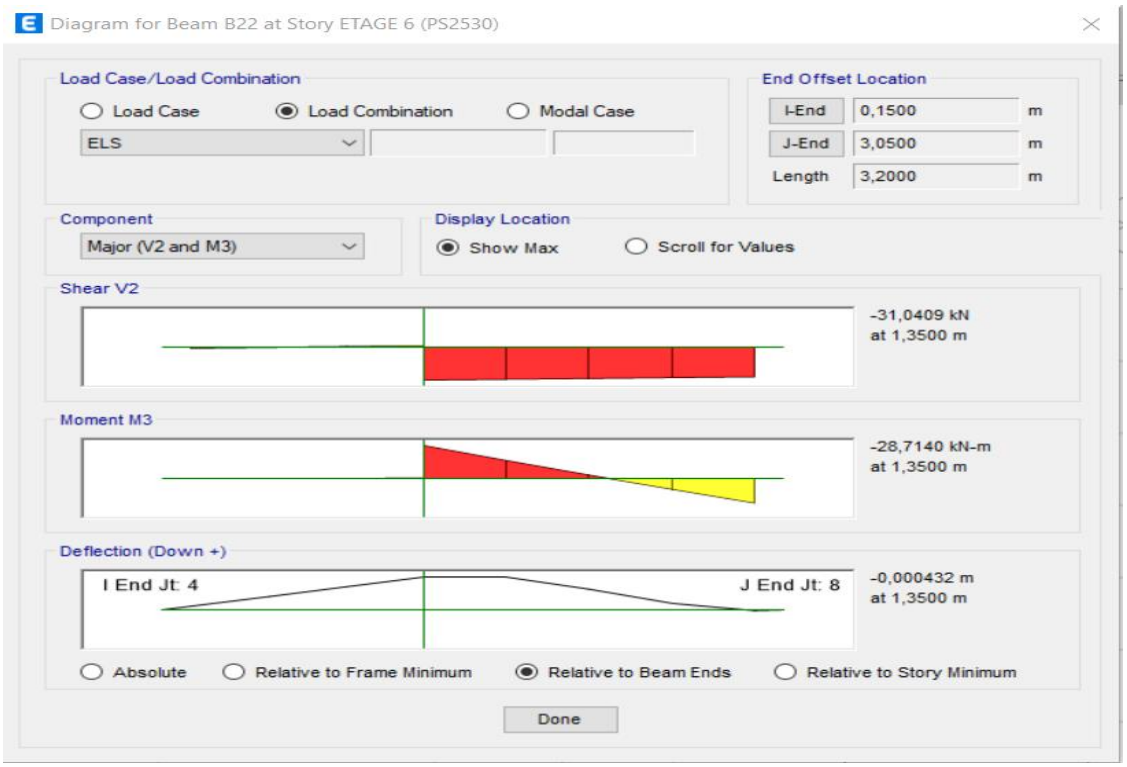


Figure VI.6 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires(B22)

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 (**RPA2024) :**

$$\mathbf{G + 0,2Q + Ex + 0,3Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q - Ex - 0,3\ Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q + 0.3Ex + Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q - 0,3Ex - Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q + Ex - 0,3\ Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q + 0,3Ex - Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q - Ex + 0,3Ey}$$
$$\mathbf{G + 0,2Q - 0,3Ex + Ey}$$

- Selon le **(BAEL 91modifée 99) :** $\begin{cases} \mathbf{1.35G + 1.5\ Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{cases}$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I :** RDC et 1er étage
- **Zone II :** 2eme étage et 3eme étage
- **Zone III :** 4eme étage et 5eme étage
- **Zone IV :** 6eme étage et 7eme étage

Ferraillage 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' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$ **(Art 7.7.4 RPA2024)**

Avec : h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

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 :

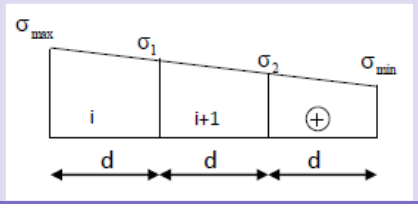
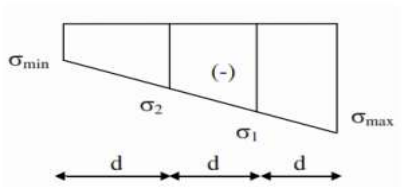
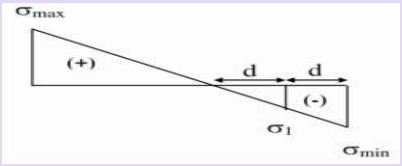
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
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.13 : 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 : **Bi :** 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)**

$A_{min} > 4cm^2/ml$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à ladirection 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 R PA 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 **2024** :

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.

3. Armatures transversales (article 7.7.4 du RPA 2024)

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 :

$$\begin{cases} \mathbf{A_{Vj} = 1.1\,\frac{\bar{V}}{f_e}} \textbf{ (Article 7.7.4 /RPA2024)} \\ \mathbf{\bar{V} = 1.4\,V_U} \end{cases}$$

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 rives) :

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.

$$A_t \geq 0.09 s_t . b_0 . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 s_t . b_0 . (\frac{A_g}{A_c} - 1) . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

• b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive

• $(\frac{A_g}{A_c})$ représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

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 ≤min(b_c/2 ;20 cm ;8.φl) formule (7.28) de RPA2024

Avec :

φl 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.** Du **RPA 2024**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$s \leq \min(1.5b_w, 25cm)$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (**0.1**) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (**15 cm).**

7. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **60φl** pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- 50φl 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 à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

$$8mm \leq \emptyset \leq \frac{1}{8} b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

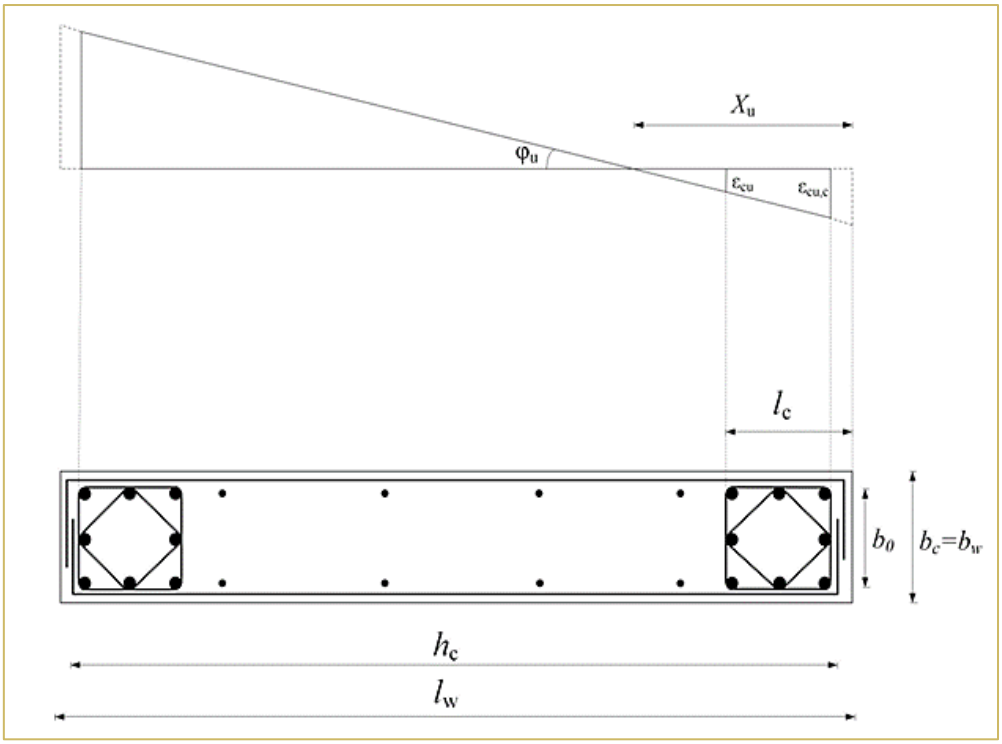


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort :

Ns = G + Q

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15\times A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ 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**

$\boldsymbol{\tau_b \leq \bar{\tau}_b}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ Et $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$

Avec : $\bar{V} = 1.4\ V_u$

D'où : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile **(d = 0.9 × h).**

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPA\right)$ **(Pour la fissuration préjudiciable)**

Avec :

$\bar{\tau}_u$ **:** Contrainte limite de cisaillement

Aciers horizontaux :

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):

$\frac{A_H}{S} \geq \frac{V}{Z.fe}$

Avec:

• V: effort tranchant de calcul, V =1.4Vu, calcul

• z: distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Voiles longitudinaux VL1 = 1,35 m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	1177,3474	620,2909	652,8322
	M (KNm)	225,4775	232,775	644,0029
	T (KN)	81,1009	83,4766	233,4176
	σmax (KN/m^2)	8072,11	6129,06	13018,77
	σmin (KN/m^2)	648,98	-1534,31	-8182,97
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,25	1,08	0,83
	Lt (m)	0,10	0,27	0,52
	d (m)	**0,83**	**0,72**	**0,55**
	Nt (KN)	672,43	441,17	719,47
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	16,81	11,03	17,99
	Amin (cm^2)	5,00	4,32	5,47
	Avj (cm^2)	3,12	3,21	8,99
	A2=Avt+Avj (cm^2)	19,93	14,24	26,97
	A2 /nappe (cm^2)	**4,98**	**3,56**	**6,74**
	Amin /nappe (cm2)	1,25	1,08	1,37
Ferraillage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 6 HA12	**6,79**	**6,79**	**6,79**
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	4,98	3,56	6,74
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,66**	**0,66**	**0,83**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,47**	**0,48**	**1,34**
	ζu=3,26	**0,33**	**0,34**	**0,96**
	σbc=15	**2,26**	**1,48**	**2,42**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.14 : Ferraillage du voile VL1 en zone 1

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	785,37	181,0515	480,114
	M (KNm)	1,8781	113,3136	359,6921
	T (KN)	3,6449	65,1798	210,1062
	σmax (KN/m^2)	2939,69	2535,81	7699,06
	σmin (KN/m^2)	2877,86	-1194,68	-4142,66
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,68	0,92	0,88
	Lt (m)	0,67	0,43	0,47
	d (m)	**0,45**	**0,61**	**0,59**
	Nt (KN)	133,69	155,13	450,51
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	3,34	3,88	11,26
	Amin (cm^2)	7,01	4,54	4,96
	Avj (cm^2)	0,14	2,51	8,09
	A2=Avt+Avj (cm^2)	3,48	6,39	19,35
	A2 /nappe (cm^2)	**0,87**	**1,60**	**4,84**
	Amin /nappe (cm2)	1,75	1,13	1,24
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA12**	**1,13**	**1,13**	**1,13**
	Bande 2 6 HA12	**6,79**	**6,79**	**6,79**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,87	1,60	4,84
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,02**	**0,38**	**1,21**
	ζu=3,26	**0,01**	**0,27**	**0,86**
	σbc=15	**0,45**	**0,52**	**1,51**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.15 : Ferraillage du voile VL1 en zone 2

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	573,1379	61,9576	327,9943
	M (KNm)	3,2246	130,1006	213,0694
	T (KN)	2,8381	92,1754	146,2248
	σmax (KN/m^2)	2175,81	2371,05	4722,11
	σmin (KN/m^2)	2069,65	-1912,10	-2292,52
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,69	0,75	0,91
	Lt (m)	0,66	0,60	0,44
	d (m)	**0,46**	**0,50**	**0,61**
	Nt (KN)	100,36	118,13	286,09
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	2,51	2,95	7,15
	Amin (cm^2)	6,91	6,33	4,63
	Avj (cm^2)	0,11	3,55	5,63
	A2=Avt+Avj (cm^2)	2,62	6,50	12,78
	A2 /nappe (cm^2)	**0,65**	**1,63**	**3,20**
	Amin /nappe (cm2)	1,73	1,58	1,16
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA12**	**1,13**	**1,13**	**1,13**
	Bande 2 6 HA12	**6,79**	**6,79**	**6,79**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,65	1,63	3,20
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,02**	**0,53**	**0,84**
	ζu=3,26	**0,01**	**0,38**	**0,60**
	σbc=15	**0,34**	**0,40**	**0,96**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.16 : Ferraillage du voile VL1 en zone 3

	Voile VL1 (zone 4)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	306,4337	112,8449	177,8075
	M (KNm)	4,6179	68,5171	104,9054
	T (KN)	4,3699	55,8872	80,8748
	σmax (KN/m^2)	1210,95	1545,80	2385,38
	σmin (KN/m^2)	1058,92	-709,91	-1068,29
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,72	0,93	0,93
	Lt (m)	0,63	0,42	0,42
	d (m)	**0,48**	**0,62**	**0,62**
	Nt (KN)	58,14	95,34	148,28
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	1,45	2,38	3,71
	Amin (cm^2)	6,61	4,46	4,38
	Avj (cm^2)	0,17	2,15	3,11
	A2=Avt+Avj (cm^2)	1,62	4,54	6,82
	A2 /nappe (cm^2)	**0,41**	**1,13**	**1,71**
	Amin /nappe (cm2)	1,65	1,12	1,10
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA12**	**1,13**	**1,13**	**1,13**
	Bande 2 6 HA12	**6,79**	**6,79**	**6,79**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,41	1,13	1,71
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,03**	**0,32**	**0,47**
	ζu=3,26	**0,02**	**0,23**	**0,33**
	σbc=15	**0,20**	**0,32**	**0,50**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.17 : Ferraillage du voile VL1 en zone 4

Voiles longitudinaux VT1=2,5 m

	Voile VT1 (zone 1)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m^2)	0,5	0,5	0,5
	I (m^4)	0,260	0,260	0,260
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
Sollicitations de calcul	N (KN)	1602,8717	404,2204	1388,4137
	M (KNm)	1354,6602	641,4646	1406,9854
	T (KN)	274,9492	164,4385	297,6734
	σmax (KN/m^2)	9708,11	3887,47	9530,36
	σmin (KN/m^2)	-3296,63	-2270,59	-3976,70
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,87	1,58	1,76
	Lt (m)	0,63	0,92	0,74
	d (m)	**1,24**	**1,05**	**1,18**
	Nt (KN)	1207,86	409,01	1120,74
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	30,20	10,23	28,02
	Amin (cm^2)	7,47	9,68	7,73
	Avj (cm^2)	10,59	6,33	11,46
	A2=Avt+Avj (cm^2)	40,78	16,56	39,48
	A2 /nappe (cm^2)	**10,20**	**4,14**	**9,87**
	Amin /nappe (cm2)	1,87	2,42	1,93
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 3 HA12**	**3,39**	**3,39**	**3,39**
	Bande 2 11 HA12	**12,44**	**12,44**	**12,44**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	10,20	4,14	9,87
	Ah = 0,2%B (cm^2)	10,00	10,00	10,00
	AH/nappe/ml (cm^2)	**1,25**	**1,23**	**1,23**
Ferraillage horizontal /nappe /ml	**7 HA8**	**3,52**	**3,52**	**3,52**
	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	**ζb=5**	**0,86**	**0,51**	**0,93**
	ζu=3,26	**0,61**	**0,37**	**0,66**
	σbc=15	**2,04**	**0,69**	**1,89**
	diametre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,375	0,375	0,375
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.18 : Ferraillage du voile VT1 en zone 1

	Voile VT1 (zone 2)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,5	0,5	0,5
	I (m^4)	0,260	0,260	0,260
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
Sollicitations de calcul	N (KN)	825,0745	65,6251	596,6841
	M (KNm)	272,2227	340,2411	728,9933
	T (KN)	111,2809	148,093	273,8249
	σmax (KN/m^2)	2956,82	1764,41	4692,54
	σmin (KN/m^2)	343,48	-1501,91	-2305,80
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,24	1,35	1,68
	Lt (m)	0,26	1,15	0,82
	d (m)	**1,49**	**0,90**	**1,12**
	Nt (KN)	441,51	158,85	524,41
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	11,04	3,97	13,11
	Amin (cm^2)	8,96	12,07	8,65
	Avj (cm^2)	4,28	5,70	10,54
	A2=Avt+Avj (cm^2)	15,32	9,67	23,65
	A2 /nappe (cm^2)	**3,83**	**2,42**	**5,91**
	Amin /nappe (cm2)	2,24	3,02	2,16
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 3 HA12**	**3,39**	**3,39**	**3,39**
	Bande 2 11 HA12	**12,44**	**12,44**	**12,44**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	3,83	2,42	5,91
	Ah = 0,2%B (cm^2)	10,00	10,00	10,00
	AH/nappe/ml (cm^2)	**1,63**	**1,63**	**1,63**
Ferraillage horizontal /nappe /ml	**7 HA8**	**3,52**	**3,52**	**3,52**
	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	**ζb=5**	**0,35**	**0,46**	**0,85**
	ζu=3,26	**0,25**	**0,33**	**0,61**
	σbc=15	**0,74**	**0,27**	**0,88**
	diametre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,375	0,375	0,375
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.19 : Ferraillage du voile VT1 en zone 2

	Voile VT1 (zone 3)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,5	0,5	0,5
	I (m^4)	0,260	0,260	0,260
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
Sollicitations de calcul	N (KN)	547,0082	71,0382	457,4983
	M (KNm)	1,1357	322,8967	385,5603
	T (KN)	4,7514	182,5491	211,2961
	σmax (KN/m^2)	1099,47	1691,98	2765,69
	σmin (KN/m^2)	1088,57	-1407,83	-935,69
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,26	1,36	1,87
	Lt (m)	1,24	1,14	0,63
	d (m)	**0,84**	**0,91**	**1,25**
	Nt (KN)	92,08	153,92	344,42
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	2,30	3,85	8,61
	Amin (cm^2)	13,06	11,92	7,47
	Avj (cm^2)	0,18	7,03	8,13
	A2=Avt+Avj (cm^2)	2,48	10,88	16,75
	A2 /nappe (cm^2)	**0,62**	**2,72**	**4,19**
	Amin /nappe (cm2)	3,26	2,98	1,87
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 3 HA12**	**3,39**	**3,39**	**3,39**
	Bande 2 11 HA12	**12,44**	**12,44**	**12,44**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,62	2,72	4,19
	Ah = 0,2%B (cm^2)	10,00	10,00	10,00
	AH/nappe/ml (cm^2)	**1,63**	**1,63**	**1,63**
Ferraillage horizontal /nappe /ml	**7 HA8**	**3,52**	**3,52**	**3,52**
	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	**ζb=5**	**0,01**	**0,57**	**0,66**
	ζu=3,26	**0,01**	**0,41**	**0,47**
	σbc=15	**0,16**	**0,26**	**0,58**
	diametre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,375	0,375	0,375
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.20 : Ferraillage du voile VT1 en zone 3

	Voile VT1 (zone 4)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,5	0,5	0,5
	I (m^4)	0,260	0,260	0,260
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
Sollicitations de calcul	N (KN)	348,276	73,5526	340,6303
	M (KNm)	157,3419	109,9398	170,1182
	T (KN)	120,8645	101,0958	128,7314
	σmax (KN/m^2)	1451,79	674,82	1497,83
	σmin (KN/m^2)	-58,69	-380,61	-135,31
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	2,40	1,60	2,29
	Lt (m)	0,10	0,90	0,21
	d (m)	**1,53**	**1,07**	**1,53**
	Nt (KN)	222,12	71,91	228,96
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	5,55	1,80	5,72
	Amin (cm^2)	9,61	9,47	9,17
	Avj (cm^2)	4,65	3,89	4,96
	A2=Avt+Avj (cm^2)	10,21	5,69	10,68
	A2 /nappe (cm^2)	**2,55**	**1,42**	**2,67**
	Amin /nappe (cm2)	2,40	2,37	2,29
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 3 HA12**	**3,39**	**3,39**	**3,39**
	Bande 2 11 HA12	**12,44**	**12,44**	**12,44**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	2,55	1,42	2,67
	Ah = 0,2%B (cm^2)	10,00	10,00	10,00
	AH/nappe/ml (cm^2)	**1,63**	**1,63**	**1,63**
Ferraillage horizontal /nappe /ml	**7 HA8**	**3,52**	**3,52**	**3,52**
	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	**ζb=5**	**0,38**	**0,31**	**0,40**
	ζu=3,26	**0,27**	**0,22**	**0,29**
	σbc=15	**0,37**	**0,12**	**0,39**
	diametre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,375	0,375	0,375
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.21 : Ferraillage du voile VT1 en zone 4

Voiles transversaux VT2 = 1,35 m

	Voile VT2 (zone 1)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	1218,4938	317,6139	147,882
	M (KNm)	166,8466	213,4387	350,6061
	T (KN)	69,2858	93,2262	116,8371
	σmax (KN/m^2)	7259,39	4689,74	6319,00
	σmin (KN/m^2)	1766,49	-2337,05	-5223,58
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,09	0,90	0,74
	Lt (m)	0,26	0,45	0,61
	d (m)	**0,72**	**0,60**	**0,49**
	Nt (KN)	525,48	281,70	311,34
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	13,14	7,04	7,78
	Amin (cm^2)	4,34	4,71	6,41
	Avj (cm^2)	2,67	3,59	4,50
	A2=Avt+Avj (cm^2)	15,80	10,63	12,28
	A2 /nappe (cm^2)	**3,95**	**2,66**	**3,07**
	Amin /nappe (cm2)	1,09	1,18	1,60
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA10**	**0,79**	**0,79**	**0,79**
	Bande 2 6 HA10	**4,71**	**4,71**	**4,71**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	3,95	2,66	3,07
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,66**	**0,66**	**0,66**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,40**	**0,54**	**0,67**
	ζu=3,26	**0,29**	**0,38**	**0,48**
	σbc=15	**1,82**	**0,97**	**1,08**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.22 : Ferraillage du voile VT2 en zone 1

	Voile VT2 (zone 2)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	646,2144	117,6399	227,3391
	M (KNm)	114,6194	161,7031	187,3122
	T (KN)	62,812	74,6852	96,2053
	σmax (KN/m^2)	4280,13	3097,48	3925,33
	σmin (KN/m^2)	506,65	-2226,08	-2241,33
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,21	0,79	0,86
	Lt (m)	0,14	0,56	0,49
	d (m)	**0,80**	**0,52**	**0,57**
	Nt (KN)	344,44	162,20	224,88
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	8,61	4,06	5,62
	Amin (cm^2)	4,83	5,93	5,15
	Avj (cm^2)	2,42	2,88	3,70
	A2=Avt+Avj (cm^2)	11,03	6,93	9,33
	A2 /nappe (cm^2)	**2,76**	**1,73**	**2,33**
	Amin /nappe (cm2)	1,21	1,48	1,29
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA10**	**0,79**	**0,79**	**0,79**
	Bande 2 6 HA10	**4,71**	**4,71**	**4,71**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	2,76	1,73	2,33
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,36**	**0,43**	**0,55**
	ζu=3,26	**0,26**	**0,31**	**0,40**
	σbc=15	**1,19**	**0,56**	**0,78**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.23 : Ferraillage du voile VT2 en zone 2

	Voile VT2 (zone 3)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	447,7523	28,8797	180,1022
	M (KNm)	31,7671	112,4474	115,712
	T (KN)	18,3288	69,4491	71,5883
	σmax (KN/m^2)	2181,26	1957,95	2571,77
	σmin (KN/m^2)	1135,43	-1744,02	-1237,68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,89	0,71	0,91
	Lt (m)	0,46	0,64	0,44
	d (m)	**0,59**	**0,48**	**0,61**
	Nt (KN)	129,11	93,20	156,26
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	3,23	2,33	3,91
	Amin (cm^2)	4,85	6,68	4,61
	Avj (cm^2)	0,71	2,67	2,76
	A2=Avt+Avj (cm^2)	3,93	5,00	6,66
	A2 /nappe (cm^2)	**0,98**	**1,25**	**1,67**
	Amin /nappe (cm2)	1,21	1,67	1,15
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA10**	**0,79**	**0,79**	**0,79**
	Bande 2 6 HA10	**4,71**	**4,71**	**4,71**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,98	1,25	1,67
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,11**	**0,40**	**0,41**
	ζu=3,26	**0,08**	**0,29**	**0,29**
	σbc=15	**0,45**	**0,32**	**0,54**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.24 : Ferraillage du voile VT2 en zone 3

	Voile VT2 (zone 4)			
	Sollicitations	**1er cas**	**2ème cas**	**3ème cas**
Caracteristiques géometriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m^2)	0,27	0,27	0,27
	I (m^4)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	336,1311	89,8054	67,7909
	M (KNm)	24,9573	47,6447	75,9549
	T (KN)	15,684	31,0392	51,5462
	σmax (KN/m^2)	1655,75	1116,89	1501,36
	σmin (KN/m^2)	834,11	-451,66	-999,21
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,90	0,96	0,81
	Lt (m)	0,45	0,39	0,54
	d (m)	**0,60**	**0,64**	**0,54**
	Nt (KN)	99,10	71,58	81,13
Calcul des armatures verticales	Avt (cm^2)	2,48	1,79	2,03
	Amin (cm^2)	4,75	4,08	5,66
	Avj (cm^2)	0,60	1,20	1,98
	A2=Avt+Avj (cm^2)	3,08	2,98	4,01
	A2 /nappe (cm^2)	**0,77**	**0,75**	**1,00**
	Amin /nappe (cm2)	1,19	1,02	1,42
Ferraillage vertical /nappe	**Bande 1 1 HA10**	**0,79**	**0,79**	**0,79**
	Bande 2 6 HA10	**4,71**	**4,71**	**4,71**
	Espacement bande 1	**10**	**10**	**10**
	Espacement bande 2	**10**	**10**	**10**
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm^2)	0,77	0,75	1,00
	Ah = 0,2%B (cm^2)	5,40	5,40	5,40
	AH/nappe/ml (cm^2)	**0,88**	**0,88**	**0,88**
Ferraillage 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	**ζb=5**	**0,09**	**0,18**	**0,30**
	ζu=3,26	**0,06**	**0,13**	**0,21**
	σbc=15	**0,34**	**0,25**	**0,28**
	Diamètre des barres verticales	1	1	1
VERIFICATION DE LA ZONE CONFINIEE	Lc(cm) longueur de potelet	0,3	0,3	0,3
	At(cm2) section minimale de la zone confinée	1,125	1,125	1,125
	Espacement des armatures transversales	8	8	8

Tableau VI.25 : Ferraillage du voile VT2 en zone 4

Chapitre VII

Etude de l’infrastructure

VII. 1. Introduction

Les fondations constituent des éléments structurels dont la fonction principale est de transférer les charges de la superstructure vers le sol. En général, un élément spécifique de la structure est capable de transmettre à sa fondation plusieurs types de sollicitations, à savoir :

- Une charge verticale centrée, où il est essentiel de déterminer les valeurs maximales de cette charge.
- Une force horizontale résultant de l'action sismique, dont l'intensité et la direction peuvent varier.
- Un moment pouvant agir dans divers plans.

Ce transfert des charges s'effectue soit directement, comme dans le cas des semelles qui reposent directement sur le sol, ou indirectement par le biais d'autres éléments, comme c'est le cas des semelles reposant sur des pieux. Par conséquent, on peut distinguer deux catégories principales de fondations :

1. Fondations superficielles : Ces fondations sont adaptées aux sols présentant une capacité portante suffisante. Elles permettent de transmettre directement les charges au sol. Les types de fondations superficielles les plus courants comprennent :
    - Les semelles continues situées sous les murs.
    - Les semelles continues situées sous les poteaux.
    - Les semelles isolées.
    - Les radiers.
2. Fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé lorsque les sols ont une capacité portante limitée ou lorsque le sol adéquat se trouve à une grande profondeur. Les principales catégories de fondations profondes sont :
    - Les pieux.
    - Les puits.

VII. 2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, notamment :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Le type d'ouvrage, sa charge, sa géométrie et d'autres caractéristiques structurelles joueront un rôle déterminant dans le choix de la fondation appropriée.
- La nature du terrain et sa résistance : Les propriétés géotechniques du sol, telles que sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa capacité portante, sont essentielles pour évaluer la faisabilité des fondations et déterminer le type le plus adapté.

- La profondeur du bon sol : Si un sol favorable (bonne capacité portante) est situé à une profondeur accessible, il peut influencer le choix des fondations, en particulier pour les fondations superficielles.
- Le tassement du sol : Les mouvements verticaux du sol, dus à la charge de la superstructure, doivent être pris en compte pour éviter des tassements excessifs, ce qui peut orienter le choix vers des fondations plus appropriées pour gérer ces tassements.
- La raison économique : Le coût global du projet, y compris celui des fondations, est un facteur déterminant dans le choix du type de fondation, car il doit rester économiquement viable.

Pour le cas de notre structure, nous avons plusieurs options à considérer, notamment des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. Le choix final du type de fondation sera basé sur une évaluation approfondie prenant en compte les résultats du dimensionnement et en tenant compte de l'ensemble des critères mentionnés précédemment. Il est important de garantir que la fondation choisie offre la stabilité et la sécurité nécessaires tout en restant économiquement viable pour le projet

VII. 3. Étude du sol

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

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .4. Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Dans la phase de prédimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal (Ns max) 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.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

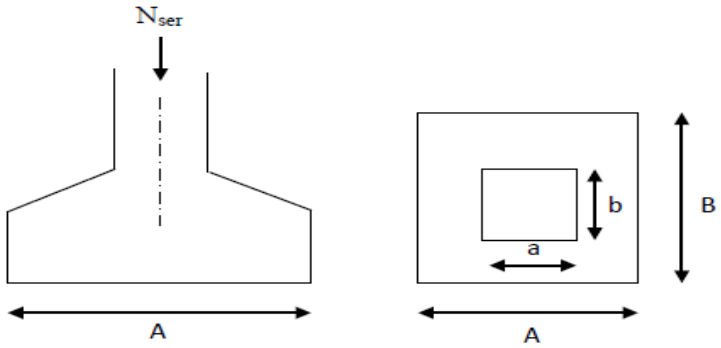


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 = k$ $donc: A = B$

$$alors : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$$

REMARQUE : étant donné que notre structure est comporte des voiles, l'utilisation des semelles isolées est exclue, on passe directement à la vérification de la semelle filante.

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
- σsol : Contrainte admissible du sol(σ_{sol}=0,2 MPa).

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinale

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VL1	1,35	381,78	1,41	1,91
VL2	1,35	666,40	2,47	3,33
VL3	1,35	507,90	1,88	2,54
VL4	1,35	701,21	2,60	3,51
VL5	1,35	399,36	1,48	2,00
VL6	1,35	298,59	1,11	1,49
VL7	1,35	667,61	2,47	3,34
VL8	1,35	680,05	2,52	3,40
VL9	1,35	280,34	1,04	1,40
Total (m2)		**22,92**		

- Sens transversale :

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VT1	1,35	721,07	2,67	3,61
VT2	1,35	550,94	2,04	2,75
VT3	1,35	690,49	2,56	3,45
VT4	1,35	577,83	2,14	2,89
VT5	1,35	337,55	1,25	1,69
VT6	1,35	551,97	2,04	2,76
VT7	2,50	512,74	1,03	2,56
VT8	2,50	507,62	1,02	2,54
VT9	2,50	586,29	1,17	2,93
VT10	2,50	372,96	0,75	1,86
Total (m2)				**27,05**
La surface des semelles filantes sous voiles			Asv (m2)	49,96

$S_v=\sum S_i$= 22,92+27,05= **49,96** m^2et :S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux

- **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

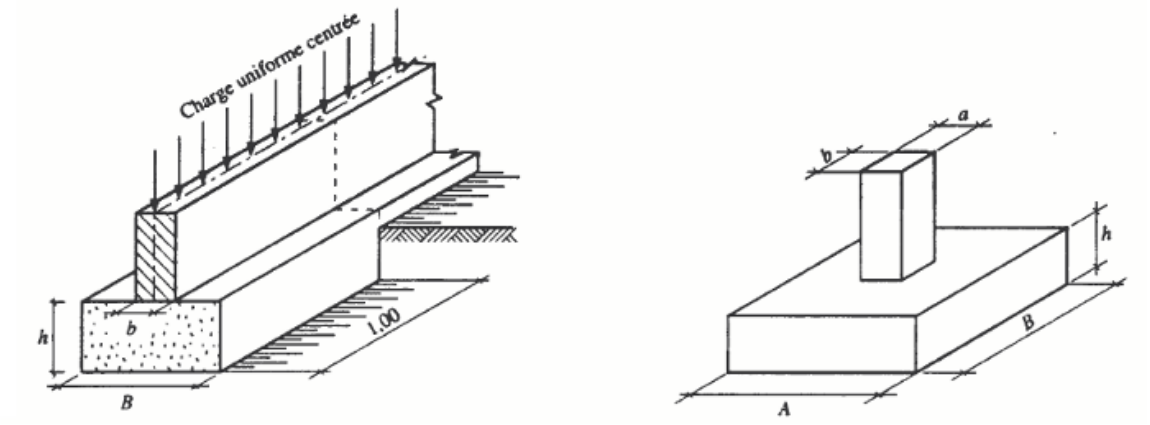


Figure VII.2 : Schéma de la semelle filante sous poteaux.

- **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges R = Σ $\boldsymbol{Ni}$
- Détermination des coordonnées de la structure $\mathbf{e} = \frac{\sum \mathbf{N_{si}} \times \mathbf{e_i} + \sum \mathbf{M_i}}{\mathbf{R}}$
- 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 $\mathbf{e} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{6}} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $\mathbf{e} > \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{6}} \rightarrow$ 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 : $B \geq \frac{q_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	**Nser (KN)**	**Mi (KN.m)**	**ei (m)**	**Nser x ei (KN.m)**
P1	811,3863	1,2348	0,002	1,23
P2	842,5211	-5,1137	-0,006	-5,11
P3	1011,5689	9,2252	0,009	9,23
P4	667,236	-8,1993	-0,012	-8,20
Somme	**3332,71**	**-2,85**		**-2,85**

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est : R =ΣN_i=3332,71**K**N

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left.\begin{array}{l} e = \frac{L}{6} = \frac{12,60}{6} = 2,1 \text{ m} \\ e_i = -0,0017 \text{ m} \end{array}\right\} \quad e_i = -0,0017\text{m} < e = 2,1 \text{ m} \rightarrow \textbf{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3332,71}{12,60}\left(1 + \frac{6\times2,1}{12,60}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3332,71}{12,60}\left(1 + \frac{6X-0,0017}{12,60}\right) = 264,72\text{KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3332,71}{12,60}\left(1 - \frac{6\times2,1}{12,60}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3332,71}{12,60}\left(1 - \frac{6X-0,0017}{12,60}\right) = 264,29\text{KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{264,39}{2\times10^2} = 1,32m^2$$

On prend :B = 1,40 m.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée Sp :

S_p= B×L×n=1,40×12,6× 7=123,48 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 =123,48+49,96=173,44 m^2.

La surface totale de bâtiment :

S_{tb}= 12,60×19,65=247,59 m^2

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{173,44}{247,59}$ =70,05%⇒ **S_t> 50% S_{bat}**

Conclusion : Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 70,05%, 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 nervurer

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.

VII.5. Pré dimensionnement du Radier

Epaisseur de radier (nervures)

L épaisseurs de la nervure de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

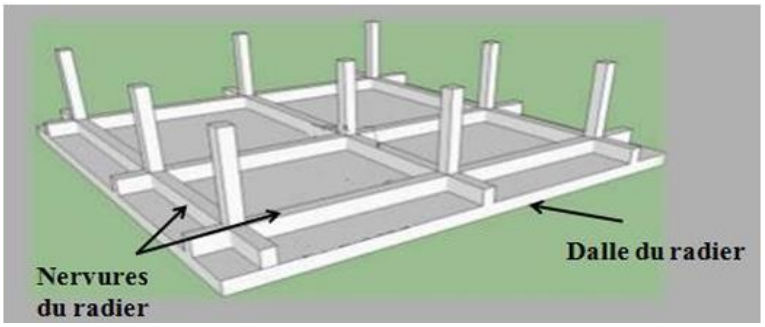


Figure VII.3 : Schéma représentatif d'un radier général.

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{450}{10} = 45{,}0$ cmOn prend : **h_n= 50cm**

Avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs (L_{max}=4,50m)

- **Condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq$ 25 cm).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$\frac{450}{8} \leq h_n \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 0{,}56\text{cm} \leq h_n \leq 0{,}90\text{cm}$

On prend : h_n = 90cm.

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{450}{20} = 22{,}5 \text{ cm}$$

On prend **:** h_d= 30cm

Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$9\text{cm} \leq h_t \leq 11$ cm

Soit : h_t=10cm (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure

$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 90 \leq bn \leq 0.7 \times 90 \Rightarrow 36\ cm \leq bn \leq 63\ cm$

On opte pour : b_n=55cm

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : h_n= 90cm
- Largeur de la nervure : b_n= 55 cm
- La hauteur de la dalle de radier : h_d=30cm
- Dalle flottante : h_t=10cm

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les charges :

Charge permanente : G_{batim}=21931,8568 KN
Charge d'exploitation : Q_{batim}=3901,7669 KN

Les combinaisons :

L'ELU : 1.35G +1.5Q= 1.35×21931,8568 +1.5×3901,7669 =35460,66KN.
L'ELS : G+N = 21931,8568 +3901,7669 =25833,62KN.

La surface de radier :

Etat limite ultime : $S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \overline{\sigma_{sol}}} = \frac{35460,66}{1.33 \times 200} = 133,31 m^2$
Etat limite de service : $S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{25833,62}{200} = 129,17 m^2$

S_{radier} = max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = (133,31 ; 129,17) = 133,31 m^2

$S_{batiment}$= 247,59 m^2>S_{radier}=133,31m^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 minimal que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (\frac{h_n}{2} ; 30\ cm) = (\frac{90}{2} ; 30\ cm) = 45\ cm \Rightarrow$ soit un débord de : L_{deb}=50cm dans les 4 sens.

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{radier}= S_{bat}+S_{deb}$

Avec : S_{deb}= (19,65×0.5)×2 + (12,60×0.5)×2 +(0.5×0.5)×4=33,25 m^2

D'où $S_{rad}= S_{bat}+ S_{deb}$= 247,59 +33,25 =280,84 m^2

Calcul des sollicitations à la base de radier :

➢ **Charge permanente :**

- **Poids de bâtiment :**

$G_{bâtiment}$ =21931,8568 KN

- **Poids de radier :**

P_{radier} = poids de la dalle de radier +poids de la nervure + 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}= 280,84 x0.3 x25=2106,30 KN

- **Poids de la nervure**

$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{beton}$

$P_{nervure}$= 0.55(0.9-0.3)×(19,65×4,00+12,60×7,00)×25=1376,10KN

- **Poids de TVO :**

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$= (280,84–91,74)×(0.90– 0,3)×17= 2836,50KN
Avec : $S_{nervures}$= 0,55×(0.9-0,3)(19,65×4+12,60×7)= 91,74m^2

Le poids de la TVO :ρ_{TVO}= 17KN/m^3

- **Poids de la dalle flottante :**

$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton}$=(280,84-91,74)×, 0.10×25=472,75KN

d'où:$G_{radier} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante}$

G_{radier} =2106,30+1376,10+2836,50+ 472,75=**6791,65** KN

➢ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$Q_{batiment}$=3901,77 KN
Q_{radier}= surcharge d'exploitation de RDC×surface de radier= 2,5×**280,84**=702,10 KN

➢ **Poid totale de la structure :**

$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier}$= 21931,8568 +**6791,65** =**28723,51 KN**
$Q_t = Q_{batiment} + Q_{radier}$= 3901,77 +702,10 =**4603,87** KN

- **Combinaison d'action :**

ELU : Nu = 1.35 G + 1.5 Q=1.35×**28723,51** +1.5×**4603,87** =**45682,53**KN
ELS : Ns = G + Q =**28723,51** +**4603,87** =**33327,37**KN

Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 modifie 99(Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que :$\leq \bar{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4MPa\right\}$ en Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau_u} = \min\{2.5, 4MPa\} = 2.50$ MPa

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$Avec : b =100cm ; d= 0,9$h_d$= 0,9 ×30= 27 cm

$T_u^{max} = q_u.\frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u.b}{S_{rad}}.\frac{L_{max}}{2} = \frac{45682,53\times1}{280,84} \times \frac{4,50}{2} = \mathbf{365,99}KN$

$\tau_u = \frac{365,99\times10^3}{1000 \times 27} =$**1,36**MPa.$< \bar{\tau_u} =$ 2,50 MPa. ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcul les 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).

$X_G = \frac{\text{longueur de batiment}}{2} = \frac{19,65}{2}$= 9,83m
$Y_G = \frac{\text{largeur de batiment}}{2} = \frac{12,60}{2}$ =6,30m

- **Moment d'inertie du radier**

$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,65\times12,60^3}{12}$ =3275,62m^4
$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12,60\times19,65^3}{12}$ =7966,67m^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×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.

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0(KN)	Z(m)	M(KN.m)
Sens	**xx**	25075,88	1469,41	0.90	**25089,10**
	yy	25654,75	1474,10	0.90	**25668,02**

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}= **588,93**m^2 ;

N_u=**103677,83**KN; Ns =**75480,54**KN

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

		ELU				ELS			
Contraintes		**σ_1 (KN/m^2)**	**σ_2 (KN/m^2)**	**σ_m (KN/m^2)**	**1.33σ_{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**	193,61	131,72	178,13	266,00	149,61	87,73	134,14	200,00
	YY	212,03	113,30	187,35	266,00	168,04	69,30	143,35	200,00

- **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifie 99] :**

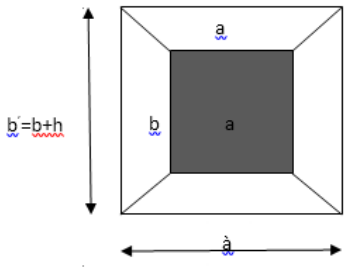
Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,9m.

Poteaux :



FigureVII.4. Périmètre utile des poteaux.

μ_c =2. (a'+b') = 2(a+b+2.h) =2(0,45+0,45+2×0,90) =5,40 m.

N_u=1389,18KN

N_u=1389,18KN< $\frac{0,045\times 5,40\times 0,90\times 25\times 10^3}{1,5}$ = 3645,00KN ⟹ Condition vérifiée.

Voile :

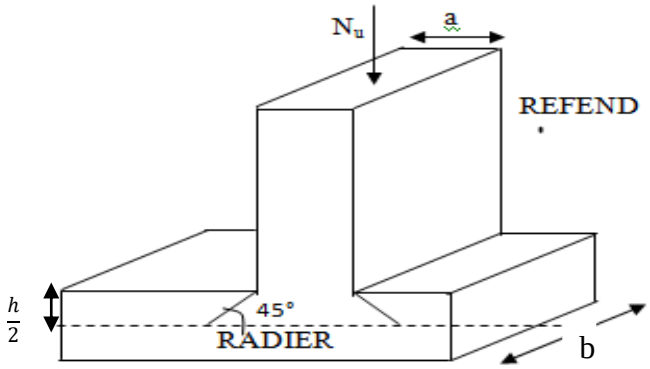


Figure VII.5. Périmètre utile des voiles.

μ_c =2 (a'+b') = 2(a+b+2.h) =2(0,2+2.5+2×0.9) = 4,05m.

N_u=1602,87 KN

Nu =1602,87 KN $< \frac{0,045\times 7,20\times 0.90\times 25\times 10^3}{1,5}$ = 2733,75KN 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 **=28723,51**KN (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha\times\gamma_w\times S_{rad}\times z$

Avec :

- α: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α=1.5).
- γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w=10 KN/m^3).
- Z **:** profondeur de l'infrastructure (h=90cm).

P' =1.5×10×280,84×0.90= **3791,34** KN

P= 28723,51KN > P'= **3791,34** KN ⟶ **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 :

1er Cas :$\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ <0,4⇒La dalle travaille dans un seul sens ;

2eme Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$⇒La dalle travaille dans les deux sens ;

- Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$.
- Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$.

Les coefficientsμ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_X}{L_Y}$;$L_X < L_Y$

Remarque

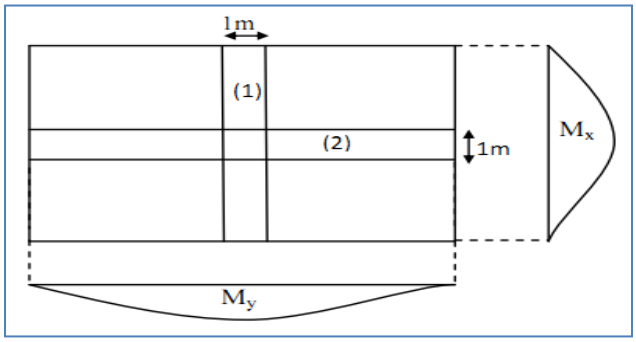
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

Lx= 3.35 m ; L_y= 4.50 m donc :

$0.4 < \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.35}{4.50} = 0,74 < 1$ ⇒Le panneau travaille dans les deux sens ;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99, on considère une bande de 1 m de largueur 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 : $M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$.

Les coefficientsμ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferraillage 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.

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier.

	σ_m**(KN/m²)**	q_m**(KN/m)**
ELU	187,35	163,16
ELS	143,35	119,17

A L'ELU: $q_m^u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (187,35 - \frac{6791,65}{280,84})$ x1m =163,16KN/ml.

A L 'ELS: $q_m^s = \sigma_m\ (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (143,35 - \frac{6791,65}{280,84})$ x1m =119,17KN/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 υ et ρ_x :

$\rho_x = 0,74$; $\upsilon = 0$ (ELU) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$

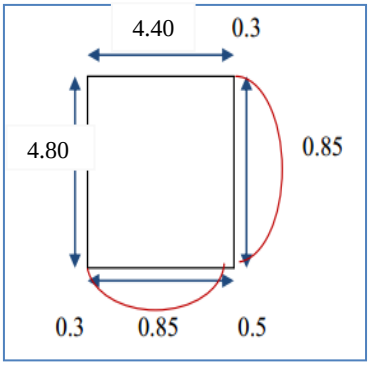
- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

M_{0x}=0,0634×163,16×3.35^2 =116,09 KN.m
M_{0y}=0,494x116,09 =57,35KN.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.



✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 116{,}09 = 58{,}05\ KNm \\ M_y^a = 0.5 \times 57{,}35 = 28{,}67\ KNm \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 116{,}09 = 98{,}68\ KNm \\ M_y^t = 0.85 \times 57{,}35 = 48{,}75\ KNm \end{cases}$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type De Section	Valeur de β	Section D'armature A (cm2)	Section choisie Armatures A_a (cm^2)
Sens xx	**Sur Appuis**	58,05	0,056<μ_l=0.392	SSA	0,971	6,36	6HA16 = 12,06
	En travée	98,68	0,095<μ_l=0.392	SSA	0,949	11,07	6HA16 = 12,06
Sens yy	**Sur Appuis**	28,67	0,028<μ_l=0.392	SSA	0,986	3,10	6HA14= 9,24
	En travée	48,75	0,047<μ_l=0.392	SSA	0,975	5,32	6HA14 = 9,24

Avec :$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2MPa$;b=0.90cm ; d=27cm.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$;$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ MPa$ 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 BAEL91revisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3-\rho)}{2}$$

$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3-0.74)}{2} = 2{,}44cm^2$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.
- b=100cm ; d=27cm ; ρ=0,74

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{min} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 2{,}16\ cm^2$$

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non-fragilité.

		$A_{adoptée}$	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	12,06	2,44	Condition vérifiée
	En travée	12,06	2,44	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	9,24	2,16	Condition vérifiée
	En travée	9,24	2,16	Condition vérifiée

- **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 cm) = min (90; 33cm) = 33 cm.⇒On prend: S_t=20 cm.

- La direction moins sollicitée y-y :

$S_t \leq$ min (4*h;* 45*cm*) = min (120cm*;* 45*cm*) =45cm ⇒on prend: S_t= 20 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

ρ_x =0,74 ; υ=0.2 (ELS) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0696 \\ \mu_y = 0{,}632 \end{cases}$

$M_{ox} = \mu_x . q_s . L_x^2 = 0.0696 \times 119{,}17 \times 3{,}35^2 = 93{,}08$ KN/m.
$M_{oy} = \mu_y . M_{ox} = 0.632 \times 93{,}08 = 58{,}83$KN/m.

Correction des moments :

✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 93{,}08 = 46{,}54 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 58{,}83 = 29{,}41 \text{ KN/m.} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 93{,}08 = 79{,}12\ KN/m. \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 58{,}83 = 50{,}00\ KN/m. \end{cases}$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

		M_s (KN/m)	A (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sens XX	Aux appuis	46,54	12,06	0,447	34,02	0,898	159,16	4,68	15	CV
	En travée	29,41	12,06	0,447	34,02	0,898	100,58	2,96		CV
Sens YY	Aux appuis	79,12	9,24	0,342	39,95	0,909	348,89	8,73		CV
	En travée	50,00	9,24	0,342	39,95	0,909	220,48	5,52		CV

Avec : $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1.

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.

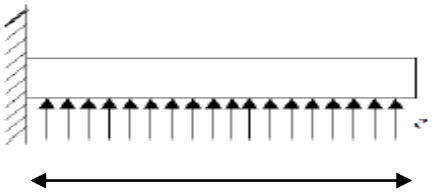


Figure VII.6. Schéma statique du débord

A L'ELU: $M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{163,16 \times 0.5^2}{2}$ =-20,40KN/m

A L'ELS: $M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{119,17 \times 0.5^2}{2}$ =-14,90 KN/m

➢ **Calcul des armatures**

Armatures principales

b = 100 cm ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.40 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

μ=0,020⇒β=0,990

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,40 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348}$ =2,19cm^2

Soit : A_u= 4HA10=3.14cm^2

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 ferraillage pour le débord.

Finalement le ferraillage de débord comme suit :

Sens XX : 6HA16 = 12,06 cm^2

Sens YY : 6HA14= 9,24 cm^2

Ferraillage 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 (Lm) 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.

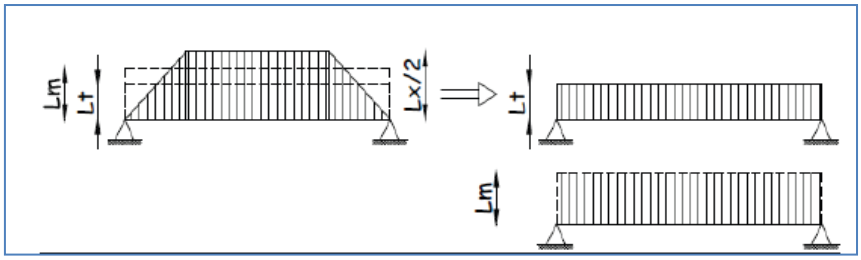


Figure VII-7: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x\left(0.5 - \frac{l^2}{6}\right)}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x\left(0.5 - \frac{l^2}{4}\right)}$

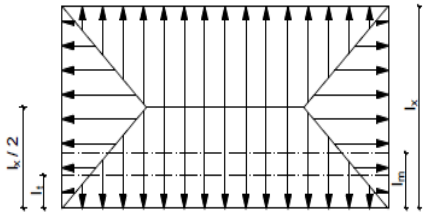


Figure VII-8 : Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333xl_x}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0.25xl_x}$

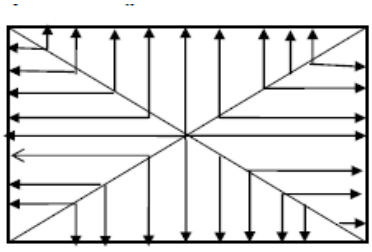


Figure VII-9 : Répartition triangulaire.

Nous avons : b_n= 55cm ,h_n= 90cm ; c =3 cm ; q_u= 149,62 KN/m^2 ; q_s= 101,74KN/m^2

- **Calcul des charges**

$$\mathbf{q_u} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(178{,}13 - \frac{6791{,}65}{280{,}84} - \frac{1376{,}10}{91{,}74}\right) \times 1\text{ml} = 138{,}95\ \mathbf{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_s} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(134{,}14 - \frac{6791{,}65}{280{,}84} - \frac{1376{,}10}{91{,}74}\right) \times 1\text{ml} = 94{,}96\mathbf{KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

									Moment			Effort Tranchant			Moment		Ty	
	Lx	Ly	P	Charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qs		Qu	Qs		Somme Qu	Somme Qs	Somme Qu	Somme Qs
AB	3,15	3,2	0,98	Trapèze	1,07	0,80	138,95	94,96	148,16	101,25		111,13	75,95		296,22	202,44	222,29	151,92
	3,2	4,5	0,71	Triangulaire	1,07	0,80	138,95	94,96	148,07	101,19		111,16	75,97					
BC	3,15	3,35	0,94	Trapèze	1,11	0,83	138,95	94,96	154,35	105,48		115,96	79,25		309,35	211,42	232,33	158,77
	3,35	4,5	0,74	Triangulaire	1,12	0,84	138,95	94,96	155,01	105,93		116,37	79,53					
CD	2,9	3,15	0,92	Triangulaire	0,97	0,73	138,95	94,96	134,18	91,70		100,74	68,85		268,37	183,41	201,48	137,69
	2,9	4,5	0,64	Triangulaire	0,97	0,73	138,95	94,96	134,18	91,70		100,74	68,85					
DE	3,15	3,35	0,94	Trapèze	1,11	0,83	138,95	94,96	154,35	105,48		115,96	79,25		309,35	211,42	232,33	158,77
	3,35	4,5	0,74	Triangulaire	1,12	0,84	138,95	94,96	155,01	105,93		116,37	79,53					
EF	3,15	3,2	0,98	Trapèze	1,07	0,80	138,95	94,96	148,16	101,25		111,13	75,95		296,22	202,44	222,29	151,92
	3,2	4,5	0,71	Triangulaire	1,07	0,80	138,95	94,96	148,07	101,19		111,16	75,97					
FG	3,15	3,2	0,98	Trapèze	1,07	0,80	138,95	94,96	148,16	101,25		111,13	75,95		296,22	202,44	222,29	151,92
	3,2	4,5	0,71	Triangulaire	1,07	0,80	138,95	94,96	148,07	101,19		111,16	75,97					

Tableau VII. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

									Moment			Effort Tranchant			Moment		Ty	
	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qs		Qu	Qs		Somme Qu	Somme Qs	Somme Qu	Somme Qs
12	3,35	4,5	0,74	Trapèze	1,37	1,05	138,95	94,96	189,75	129,67		146,11	99,85		374,59	256,00	289,38	197,77
	3,2	4,5	0,71	Trapèze	1,33	1,03	138,95	94,96	184,85	126,33		143,27	97,91					
23	3,15	3,35	0,94	Triangulaire	1,05	0,79	138,95	94,96	145,75	99,61		109,42	74,78		291,50	199,22	218,85	149,56
	3,15	3,2	0,98	Triangulaire	1,05	0,79	138,95	94,96	145,75	99,61		109,42	74,78					
34	3,35	4,5	0,74	Trapèze	1,37	1,05	138,95	94,96	189,75	129,67		146,11	99,85		374,59	256,00	289,38	197,77
	3,2	4,5	0,71	Trapèze	1,33	1,03	138,95	94,96	184,85	126,33		143,27	97,91					

- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS» sont les suivant :

- **Sens longitudinal « X-X » :**

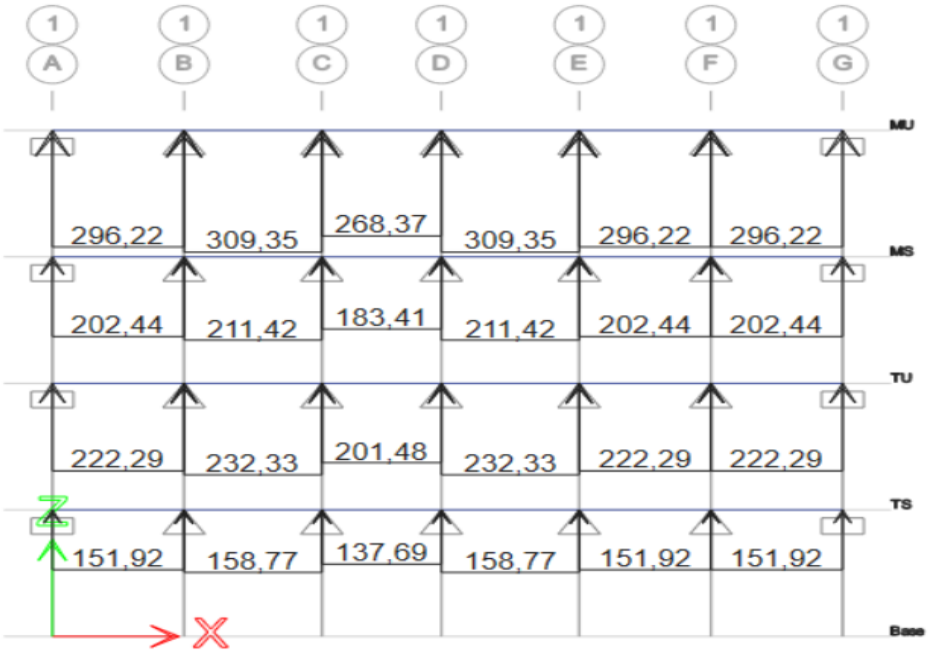


Figure VII. 10. Les valeurs des chargements pour les différents cas

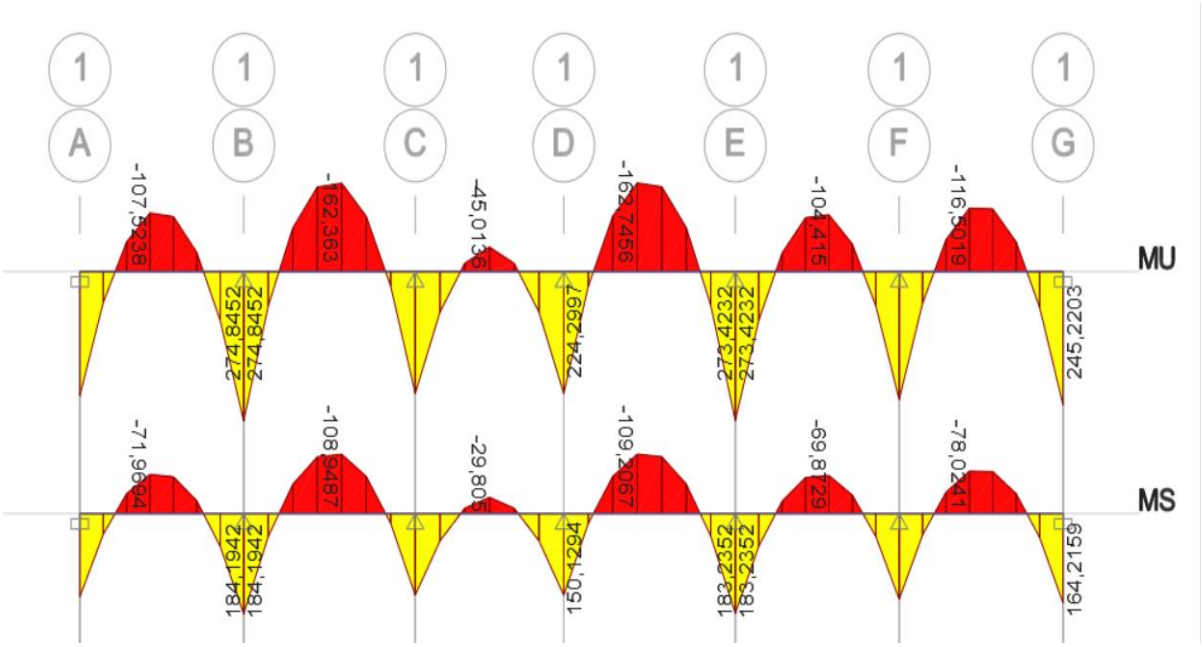


Figure VII. 11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

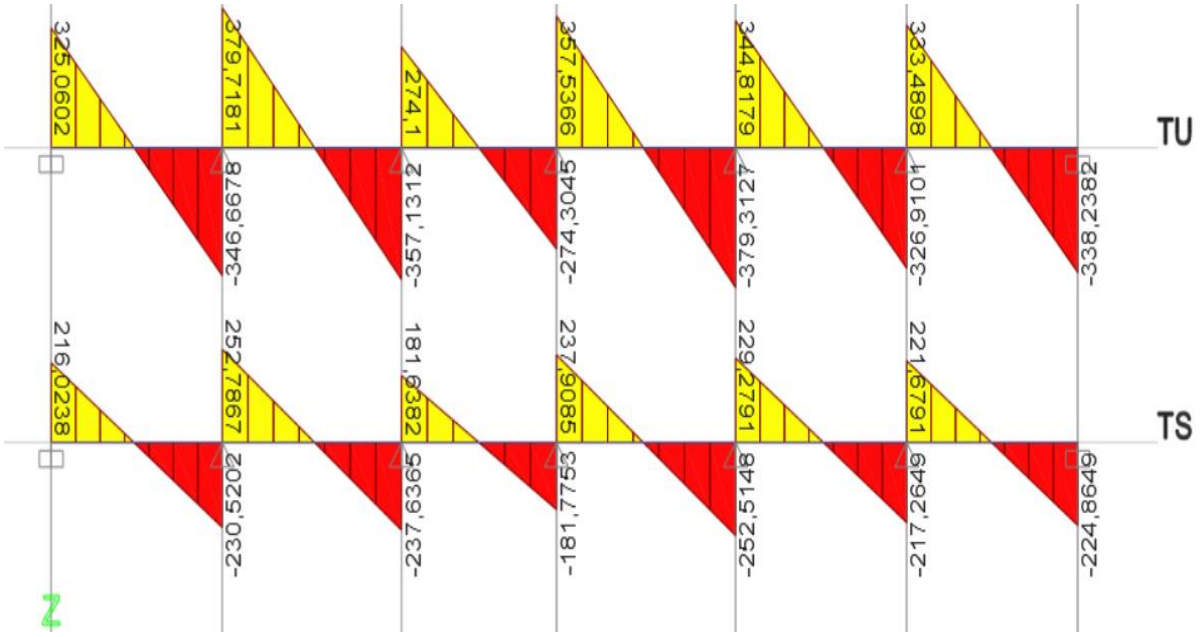


Figure VII.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- **Sens transversal « Y-Y » :**

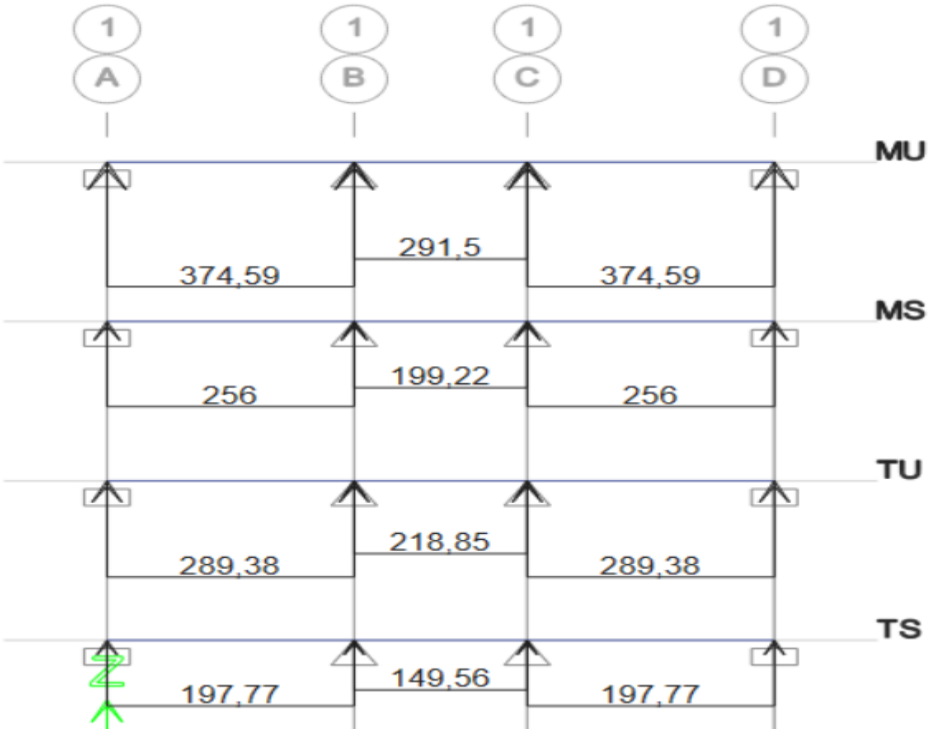


Figure VII. 13. Les valeurs des chargements pour les différents cas

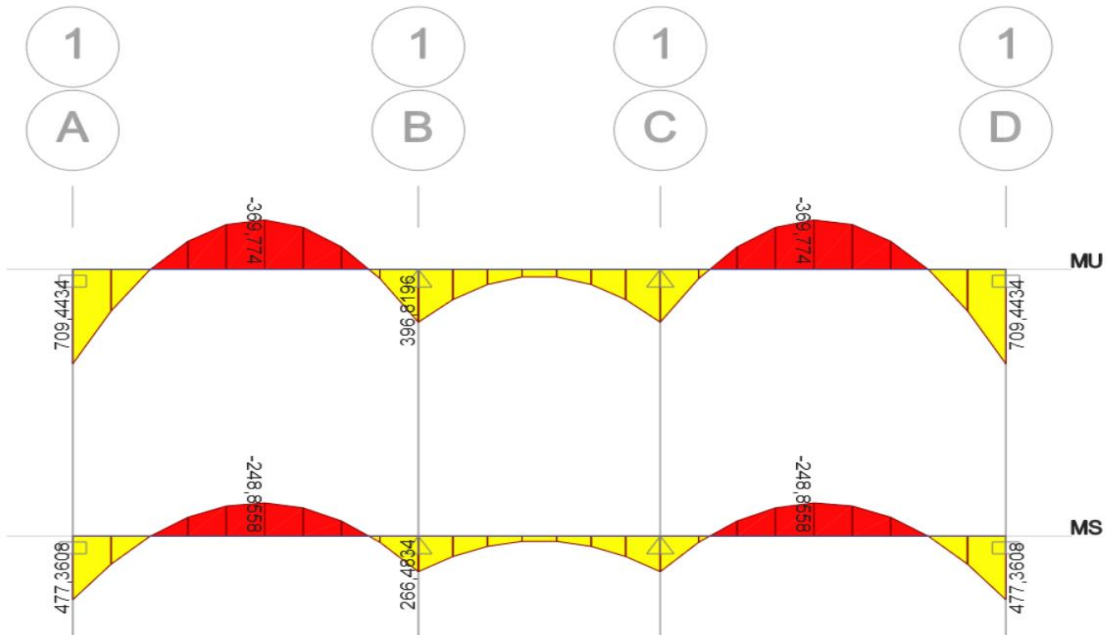


Figure VII. 14. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

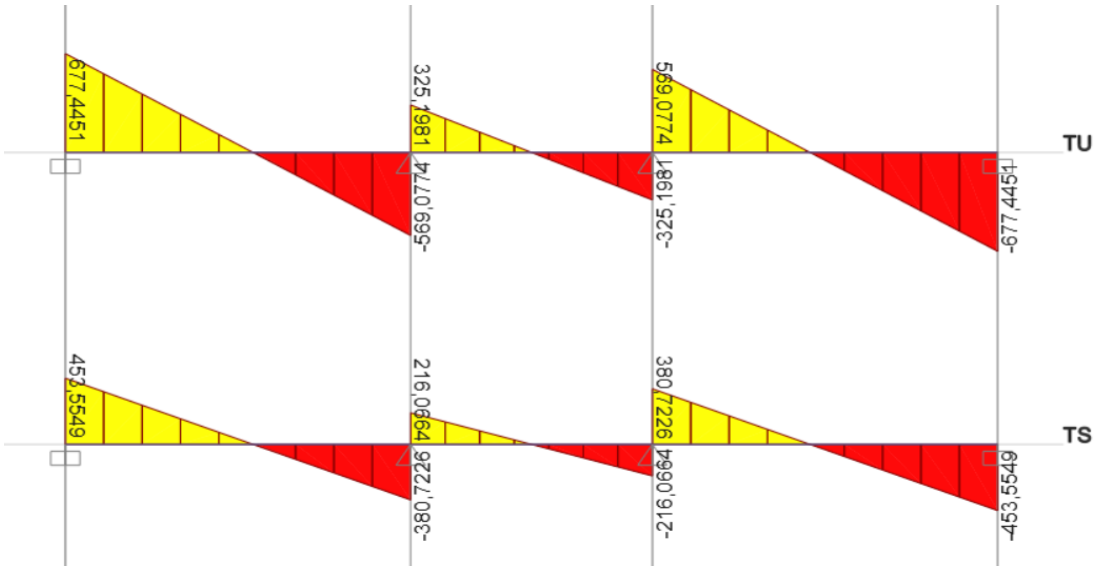


Figure VII.15. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- **Sens longitudinal « x-x » :**

Tableau VII.12. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
M_{app}(KN.m)	274,85	184,19
M_t (KN.m)	162,75	109,21

Tableau VII.13. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	379,72	252,79
T_{inf}(KN.m)	-379,31	-252,51

- **Sens transversal « y-y » :**

Tableau VII.14. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
M_{app}(KN.m)	709,44	477,36
M_t(KN.m)	369,77	248,86

Tableau VII.15. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup}(KN.m)	677,45	453,55
T_{inf}(KN.m)	-677,45	-453,55

➢ **Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales**

Sens X-X : $M_a^{max} = 274{,}85$ KN.m ; $M_t^{max} = 162{,}75\ KN.m$

b_n=55 cm; hn=90 cm; d= h-c=90-5=85cm ; f_{bu}=14.2MPa ; σ_{st}=348 MPa

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{274{,}85 \times 10^3}{55 \times 85^2 \times 14.2} = 0{,}049$$

μ=0,049<μ_l=0.392 $\Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

μ=0,049$\Rightarrow\beta$=0,974

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{274{,}85 \times 10^3}{0{,}974 \times 85 \times 348} = 9{,}54 cm^2$$

Soit : **A_a= 5 HA20 fil + 5 HA16chap= 25.76 cm²**

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{162{,}75 \times 10^3}{55 \times 85^2 \times 14.2} = 0{,}029$$

μ=0,029<μ_l=0.392 $\Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

μ=0,029 .$\Rightarrow\beta$= 0,985

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{162{,}75 \times 10^3}{0{,}985 \times 85 \times 348} = 5{,}59 cm^2$$

Soit : At= **5 HA20 fil + 5 HA16chap= 25.76 cm²**

Sens Y-Y: $M_a^{max} = 709{,}44\ KN.m$; $M_t^{max} = 369{,}77\ KN.m$

b_n=55 cm; hn=90 cm; d=85 cm ; f_{bu}=14.2MPa ; σ_{st}= 348 MPa

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{709{,}44 \times 10^3}{55 \times 85^2 \times 14.2} = 0{,}126$$

μ=0,126<μ_l=0.392 $\Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

donc: μ= 0,126$\Rightarrow\beta$=0,932

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{709{,}44 \times 10^3}{0{,}932 \times 85 \times 348} = 25{,}73 cm^2$$

Soit **: A_a= 5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm²**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{369{,}77 \times 10^3}{55 \times 85^2 \times 14.2} = 0{,}066$$

μ=0.066<μ_l=0.392 $\Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

μ=0,066$\Rightarrow\beta$=0,966

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{369{,}77 \times 10^3}{0{,}966 \times 85 \times 348} = 12{,}94 cm^2$$

Soit : At= **5 HA20 fil + 5 HA16chap= 25.76 cm²**

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.16. Résultats des ferraillages.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm²**	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm²**
Travée	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm²**	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm²**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

La nervure :(55×90)

Donc : $A_{min} = 0{,}005 \times 55 \times 90 = 24{,}75\ [cm^2]$

- **Armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{90}{35} ; \frac{55}{10} ; 2\right) = (2{,}57 ; 5.5 ; 2) = 2cm$$

Soit : $\emptyset_t = 10mm$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2. RPA 2024) :**

Dans les zones critiques : $s = \min(h/4; 24\varphi t; 17.5\ cm; 6\varphi l)$

$s = \min(90/4; 24x1.0; 17.5\ cm; 6x2)$

$s = \min(22.5; 24; 17.5\ cm; 12)$

$s \leq 12\ cm$ soit : s =8cm

En dehors de la zone critique :

$s' \leq h/2$

$s' \leq \frac{90}{2} = 45\ cm$ Soit : s'= 15cm

➢ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t \geq 3\% . s . b$$

Zone nodale

$A_t \geq 3\% . s . b = 0.003 \times 8 \times 55 = 1{,}32\ cm^2$

Donc on adopte **6 HA10 =4,71 cm²**.

Zone courante

$A_t \geq 3\%.s.b = 0.003\times15\times55= 2,48\ cm^2$

Donc on adopte **6 HA10 =4,71 cm²**.

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

L'=1,5h

$l_{cr} = max\ (1.5h_c ; \frac{lcl}{6} ; 60cm)$

L'=1,5x90 = 135 cm

Sens xx : l_{cr} =max (1.5h_c ; $\frac{lcl}{6}$; $60cm$) → l_{cr} =max (1.5× 45 ; $\frac{335}{6}$; $60cm$)

l_{cr} =67,5cm

Sens yy : l_{cr} =max (1.5h_c ; $\frac{lcl}{6}$; $60cm$) → l_{cr} =max (1.5× 45 ; $\frac{450}{6}$; $60cm$)

l_{cr} =75cm

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 $\left[\frac{cm^2}{1\ ml}\right]$→Soient : **A p = 2HA14 = 3,08 cm².**

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 85 \times 2,1}{400} = 5,65cm^2$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \; ; 4MPa\right\} = \{2{,}5\ MPa; 4MPa\} = 2{,}5\ MPa$$

Sens X-X : T_u= 379,31KN

$$\tau_u = \frac{379{,}31 \times 10^3}{550 \times 850} = 0{,}81 < 2{,}5\ MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

Sens Y-Y : T_u= 677,45 KN

$$\tau_u = \frac{677{,}45 \times 10^3}{550 \times 850} = 1{,}45\ MPa < 2.5MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$$

Avec : coefficient de scellement (Ψ_s=1.5 pour les aciers de HA)

$\sum U_i = \pi n \phi$ La somme des périmètres utiles des barres.

Avec : ϕ : le diamètre maximal des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3{,}14 \times 5 \times 20 = 314\ mm$$

$$\tau_u = \frac{379{,}31x10^3}{0.9 \times 850 \times 314} = 1{,}58\ MPa \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15\ MPa$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

Nervure transversale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3{,}14 \times 5 \times 20 = 314\ mm$$

$$\tau_u = \frac{677{,}45\ x10^3}{0{,}9 \times 850 \times 314} = 2{,}82\ MPa \leq \overline{\tau_{se}} = 3{,}15 MPa$$

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 :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s x \beta_1 x d} \leq \bar{\sigma}_s = \left\{\frac{f_e}{\gamma_s}\right\} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa \quad \text{avec d=85cm}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_b}$

Avec $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa.$

Avec : $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

; 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.17. Calcul des contraintes.

		M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	184,19	**25.76**	0,520	30,87	0,891	94,41	3,06	15	CV
	Travée	109,21	**25.76**	0,520	30,87	0,891	55,98	1,81		CV
Sens YY	Appuis	477,36	**25.76**	0,520	30,87	0,891	244,68	7,93		CV
	Travée	248,86	**25.76**	0,520	30,87	0,891	127,56	4,13		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferraillage choisies au définitif.

Tableau VII.18. les sections de ferraillage

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm^2**	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm^2**
Travée	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm^2**	**5 HA20 fil + 5 HA16chap = 25.76 cm^2**

Conclusion générale

La réalisation de ce projet de fin d'études a constitué une étape essentielle dans notre formation en génie civil. Elle nous a permis de mettre en œuvre de manière concrète les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus, tout en développant une compréhension globale des différentes étapes du processus de conception et d'analyse d'une structure en béton armé.

À travers l'étude complète d'un bâtiment de type R+7 à usage d'habitation, avec un rez-de-chaussée à vocation commerciale, nous avons abordé l'ensemble des phases du calcul structurel, depuis la présentation générale de l'ouvrage jusqu'au dimensionnement détaillé de ses éléments porteurs. Le projet a été mené dans le respect strict des normes en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), le BAEL 91 et le CBA 93. L'utilisation d'outils professionnels tels que **ETABS**, **AutoCAD** et **SOCOTEC** a facilité la modélisation, l'analyse des efforts internes et l'élaboration des solutions de ferraillage adaptées, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

L'application de méthodes de calcul manuelles, telles que la méthode statique équivalente et la méthode forfaitaire, a renforcé notre maîtrise des fondements du dimensionnement des structures en béton armé et de la logique de conception parasismique. Les résultats obtenus ont validé les choix techniques effectués, qui se sont révélés cohérents avec les exigences réglementaires, les contraintes du site et les besoins fonctionnels du bâtiment.

Au-delà de l'aspect technique, ce travail nous a confrontés aux réalités du métier d'ingénieur. Les difficultés rencontrées ont été formatrices : elles nous ont permis de développer notre autonomie, notre rigueur, notre esprit d'analyse et notre capacité à résoudre des problématiques complexes. Ce projet nous a également sensibilisés à l'importance des considérations pratiques telles que la faisabilité économique, la durabilité des matériaux et l'efficacité des solutions structurelles.

En conclusion, cette étude constitue une première immersion dans le domaine professionnel de l'ingénierie des structures, et offre une base solide pour des réflexions futures sur l'optimisation, l'innovation et la durabilité dans le secteur du bâtiment.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA 2024.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

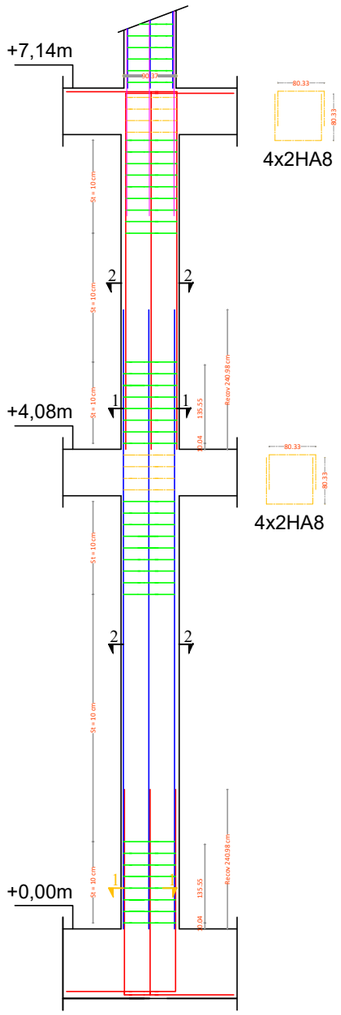
- ETABS version 22.4.0.
- AUTOCAD 2019
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- Logiciels Microsoft Office

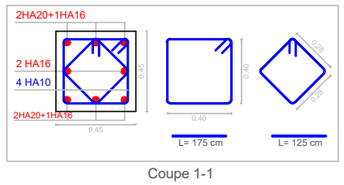
Ouvrages :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

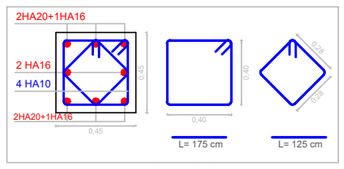
Normes et Documents Techniques :

- RPA 2024 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.

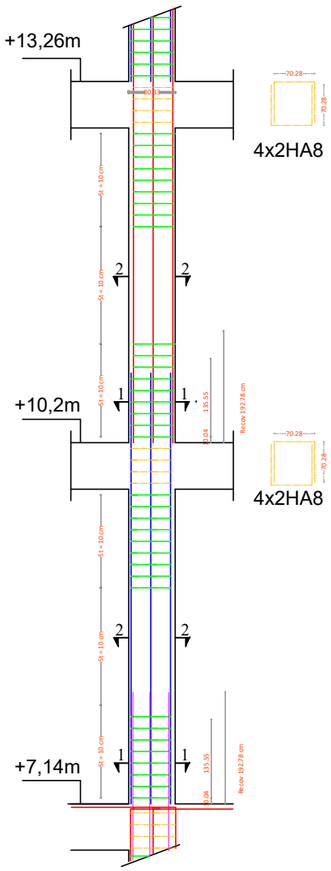


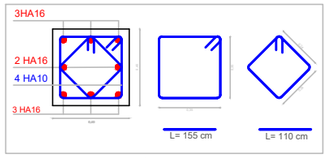


Coupe 1-1

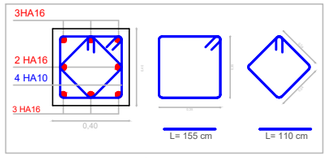


Coupe 2-2

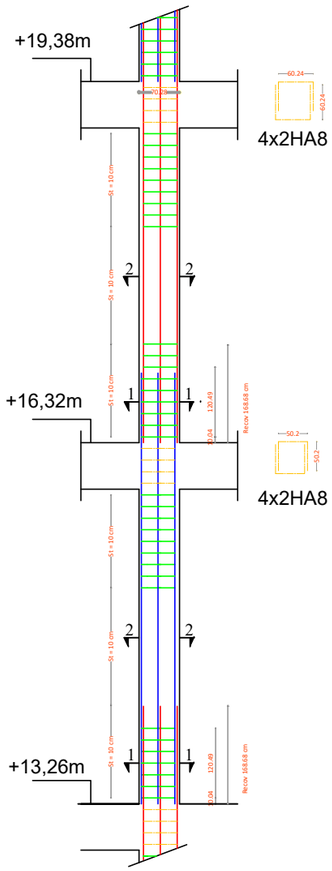


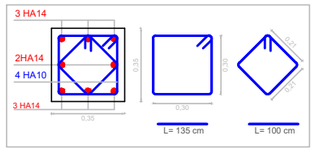


Coupe 1-1

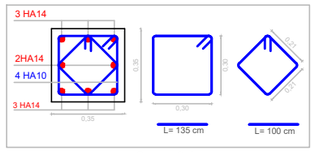


Coupe 2-2

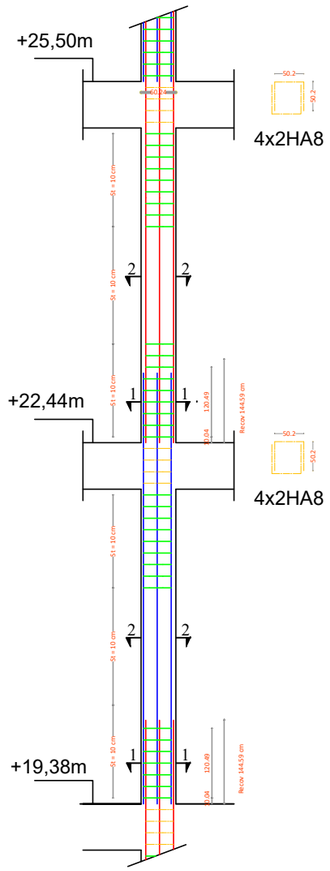


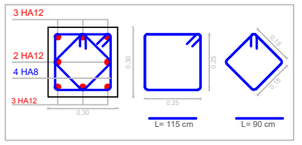


Coupe 1-1

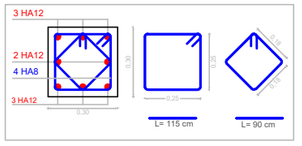


Coupe 2-2





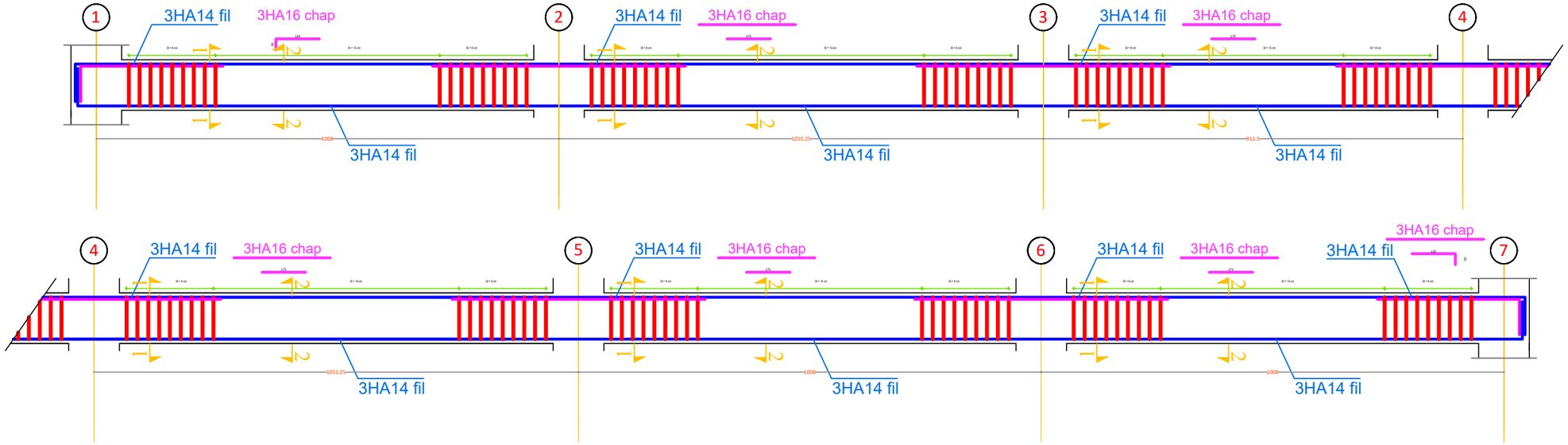
Coupe 1-1



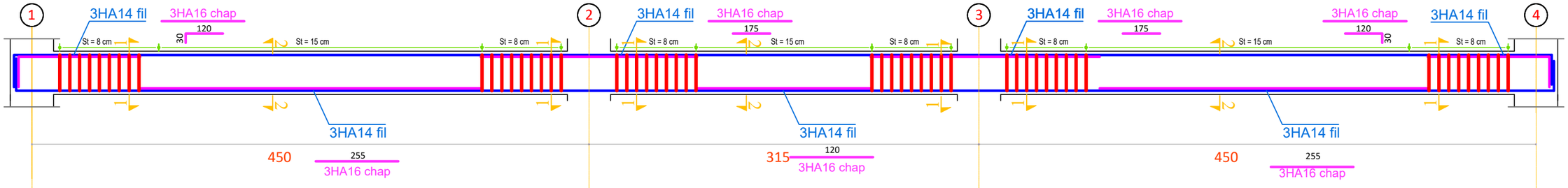
Coupe 2-2

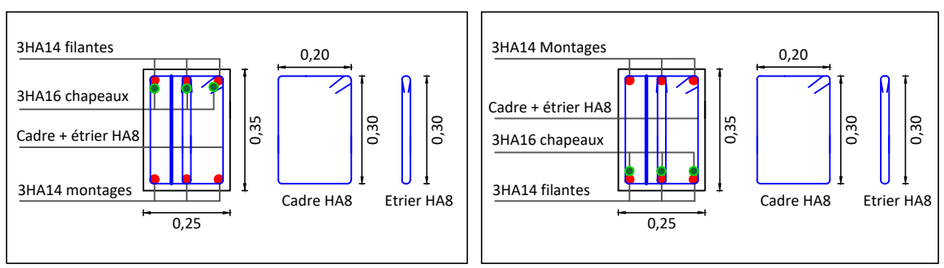
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferraillage des poteaux	Echelle : 1/50 Planche N°01

Ferraillage des poutres (sens x-x)



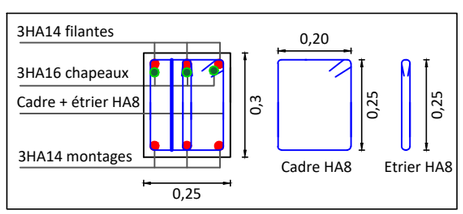
Ferraillage des poutres (sens y-y)



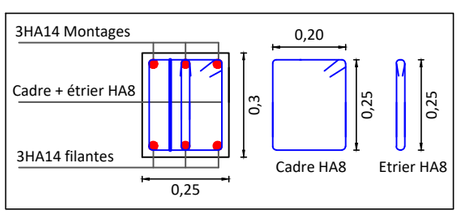


Ferraillage aux appuis
Coupe 1-1

Ferraillage en travée
Coupe 2-2



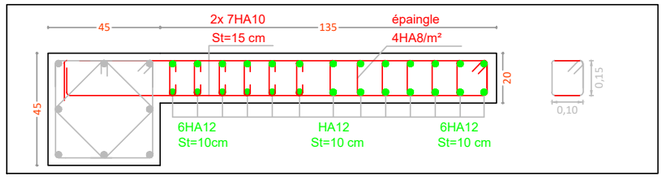
Ferraillage aux appuis
Coupe 1-1



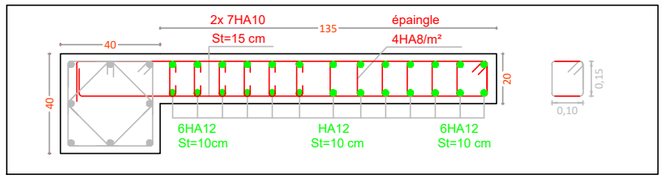
Ferraillage en travée
Coupe 2-2

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferraillage des poutres	Echelle : 1/50 Planche N°02

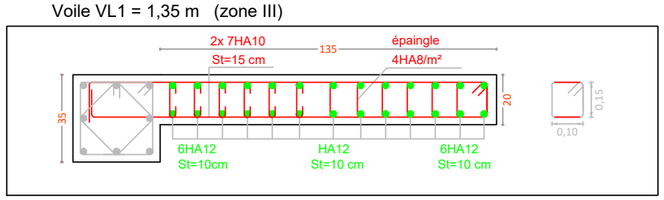
Voile VL1 = 1,35 m (zone I)



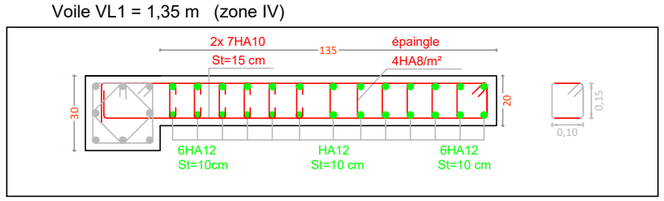
Voile VL1 = 1,35 m (zone II)



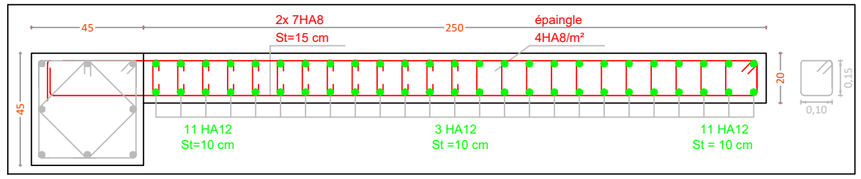
Voile VL1 = 1,35 m (zone III)



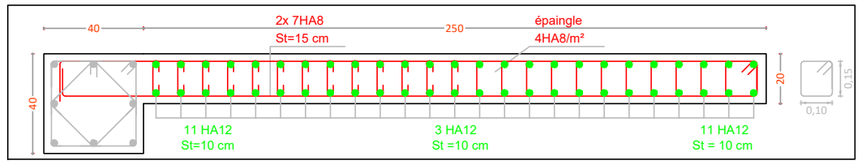
Voile VL1 = 1,35 m (zone IV)



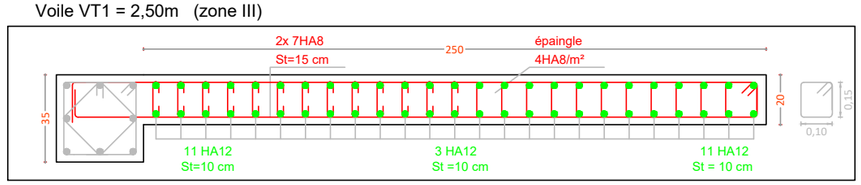
Voile VT1 = 2,50m (zone I)



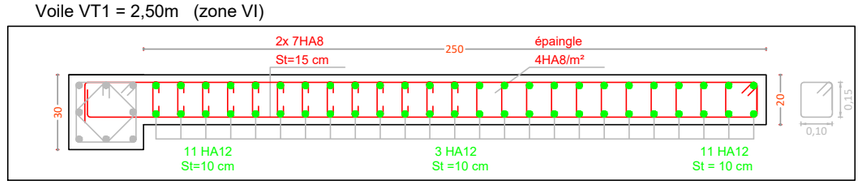
Voile VT1 = 2,50m (zone II)



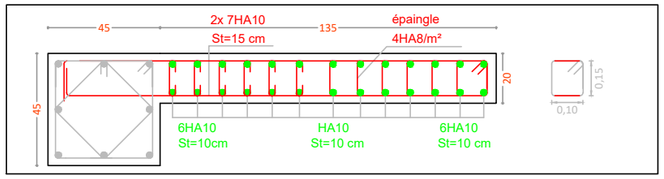
Voile VT1 = 2,50m (zone III)



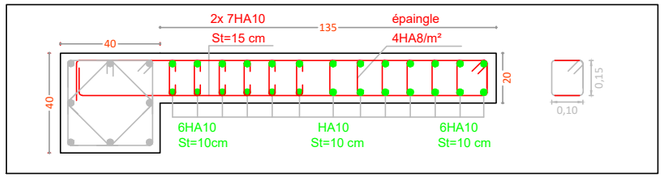
Voile VT1 = 2,50m (zone VI)



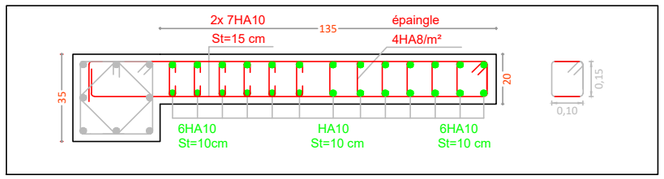
Voile VT2 = 1,35 m (zone I)



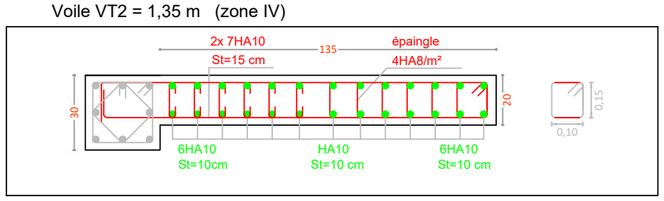
Voile VT2 = 1,35 m (zone II)



Voile VT2 = 1,35 m (zone III)

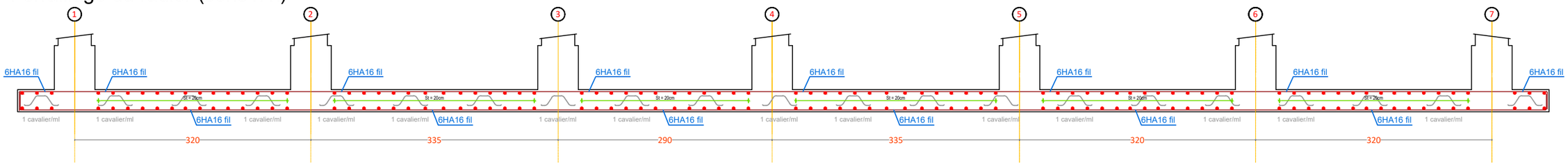


Voile VT2 = 1,35 m (zone IV)

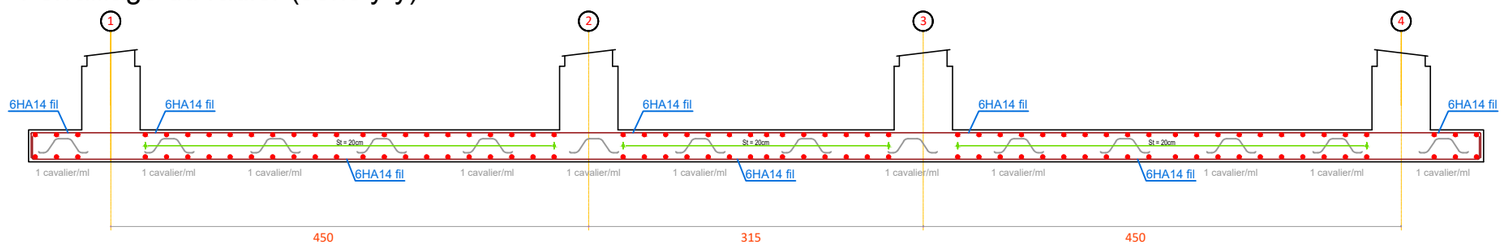


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferraillage des voiles	Echelle : 1/50 Planche N°03

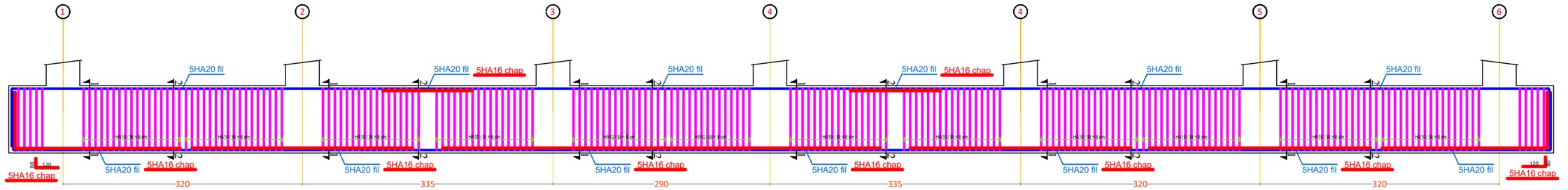
Ferraillage du radier (sens x-x)



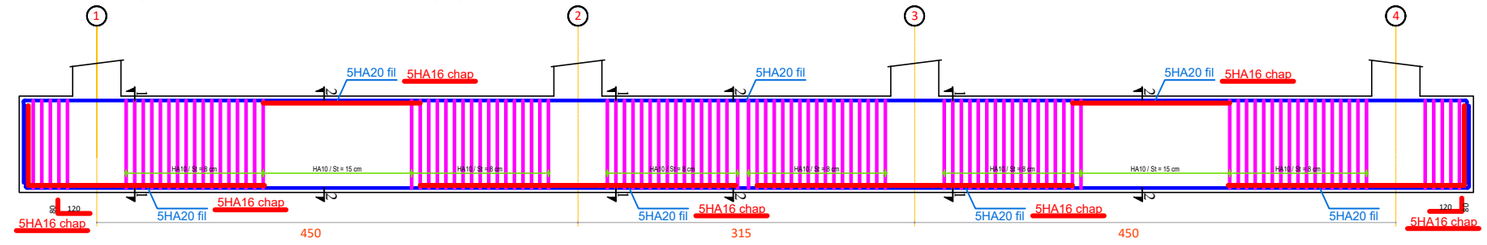
Ferraillage du radier (sens y-y)

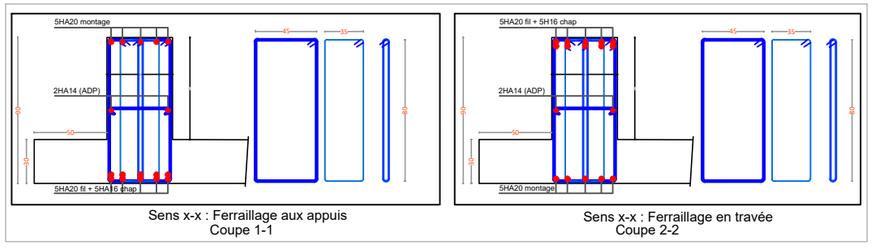


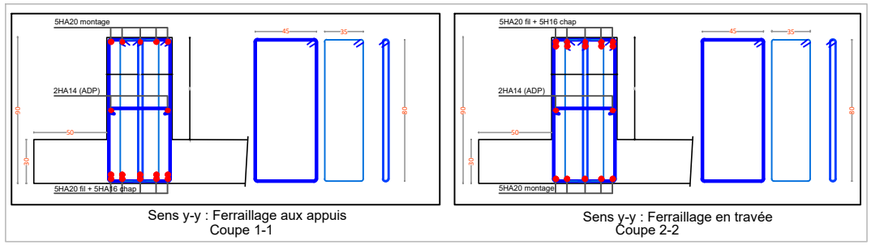
Ferraillage des nervures (sens x-x)



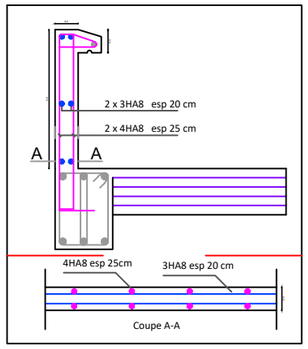
Ferraillage des nervures (sens y-y)



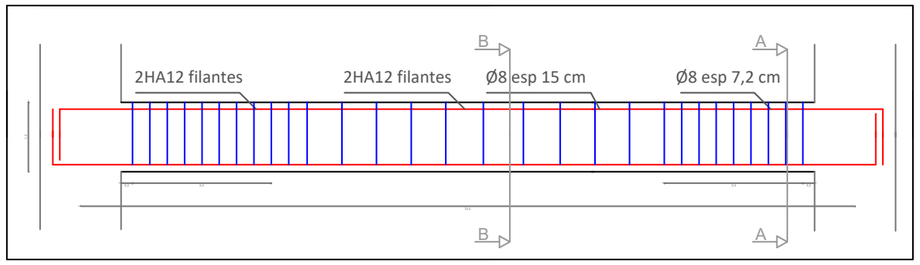




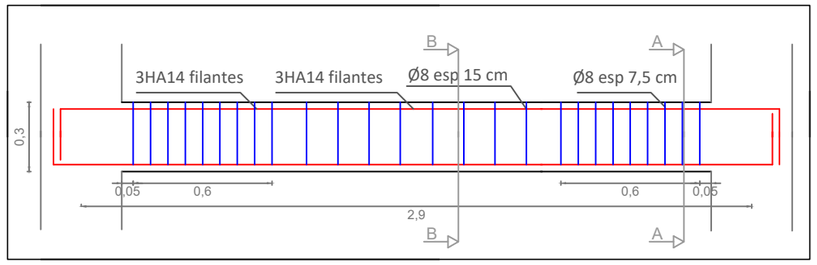
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferraillage des fondations	Echelle : 1/50 Planche N°04



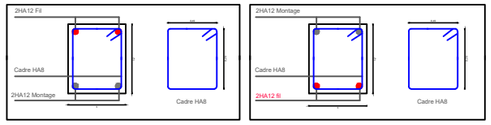
Ferraillage de l'acrotère



Ferraillage de la poutre de chainage

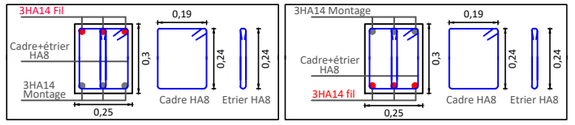


Ferraillage de la poutre palière



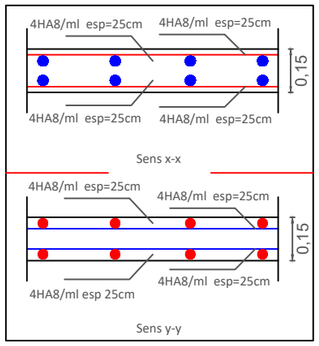
Ferraillage aux appuis
Coupe A-A

Ferraillage en travée
Coupe B-B

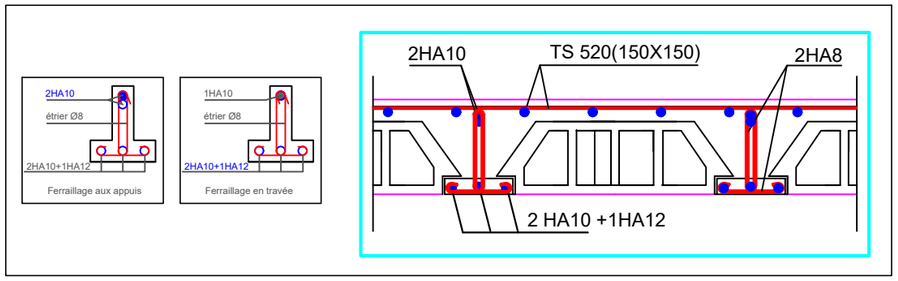


Ferraillage aux appuis
Coupe A-A

Ferraillage en travée
Coupe B-B

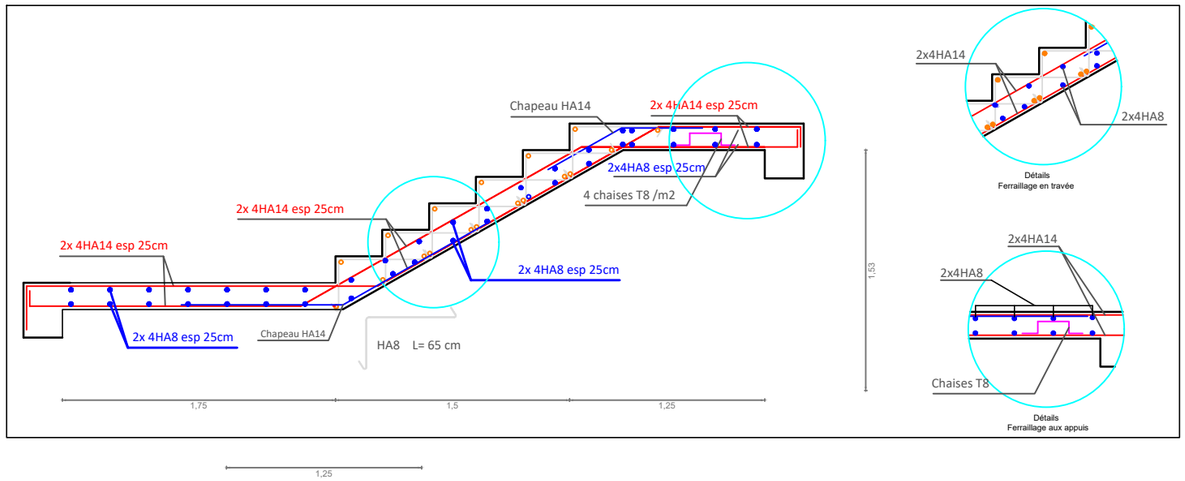


Ferraillage de la dalle salle machine

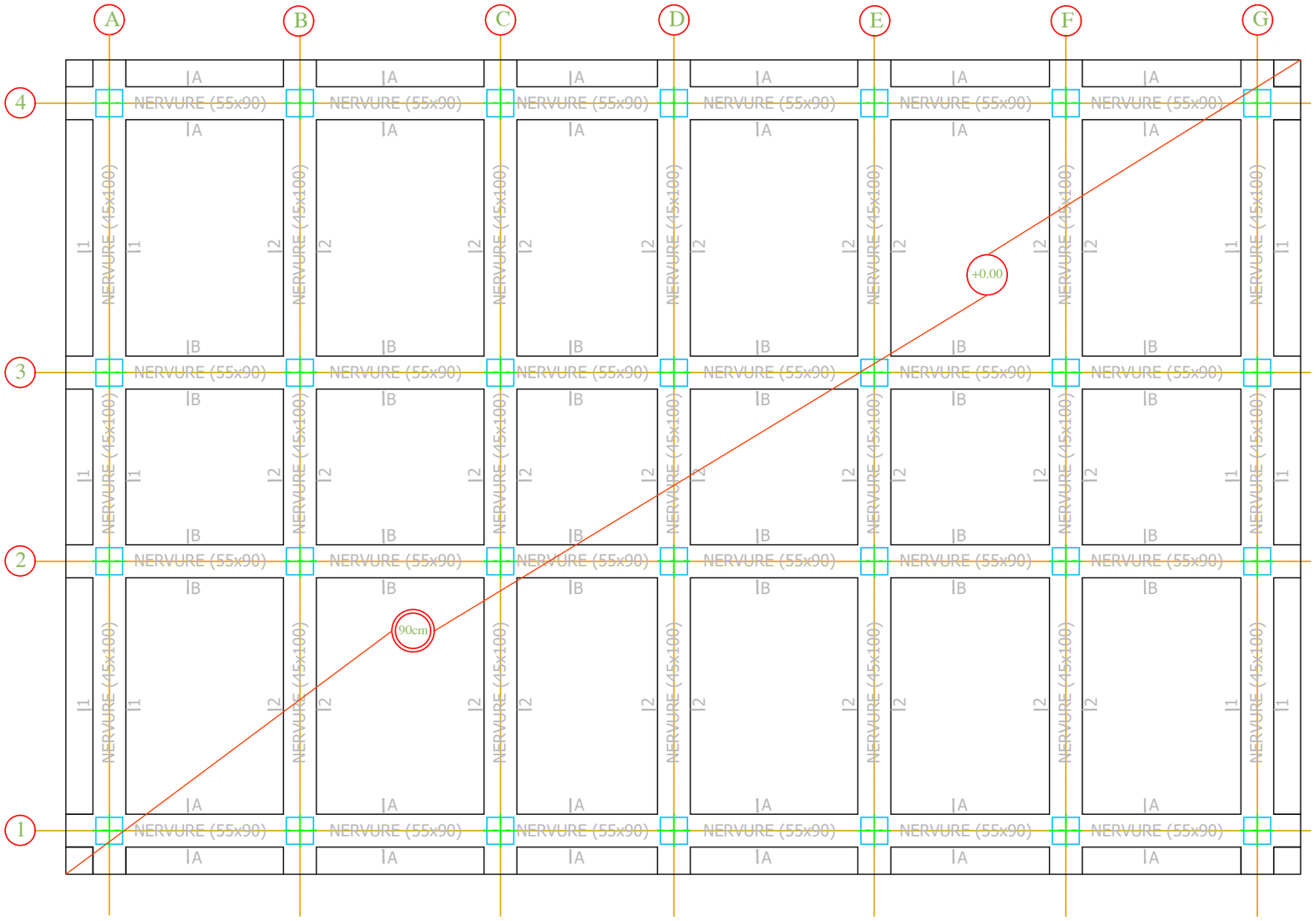


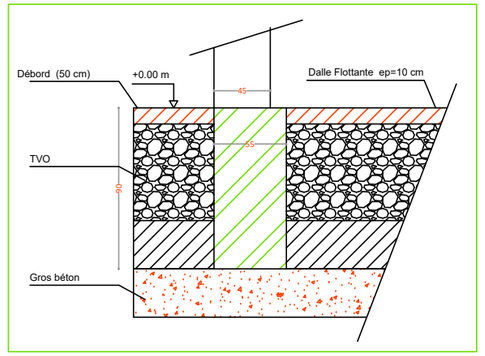
Ferraillage du plancher

Ferraillage du plancher

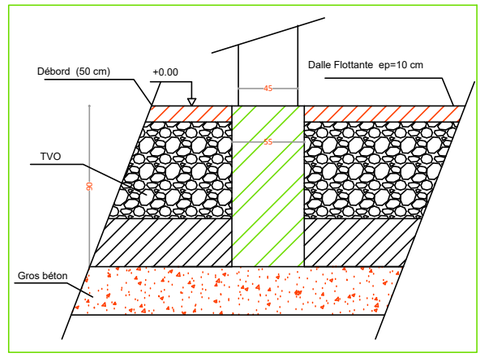


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferraillage des élements secondaires	Echelle : 1/50 Planche N°05

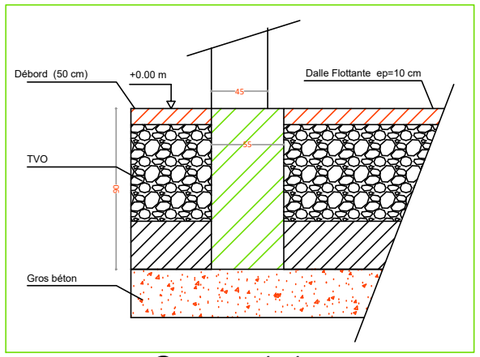




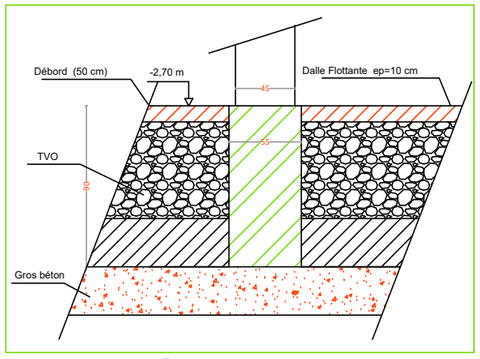
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Poteaux : (45x45) cm²

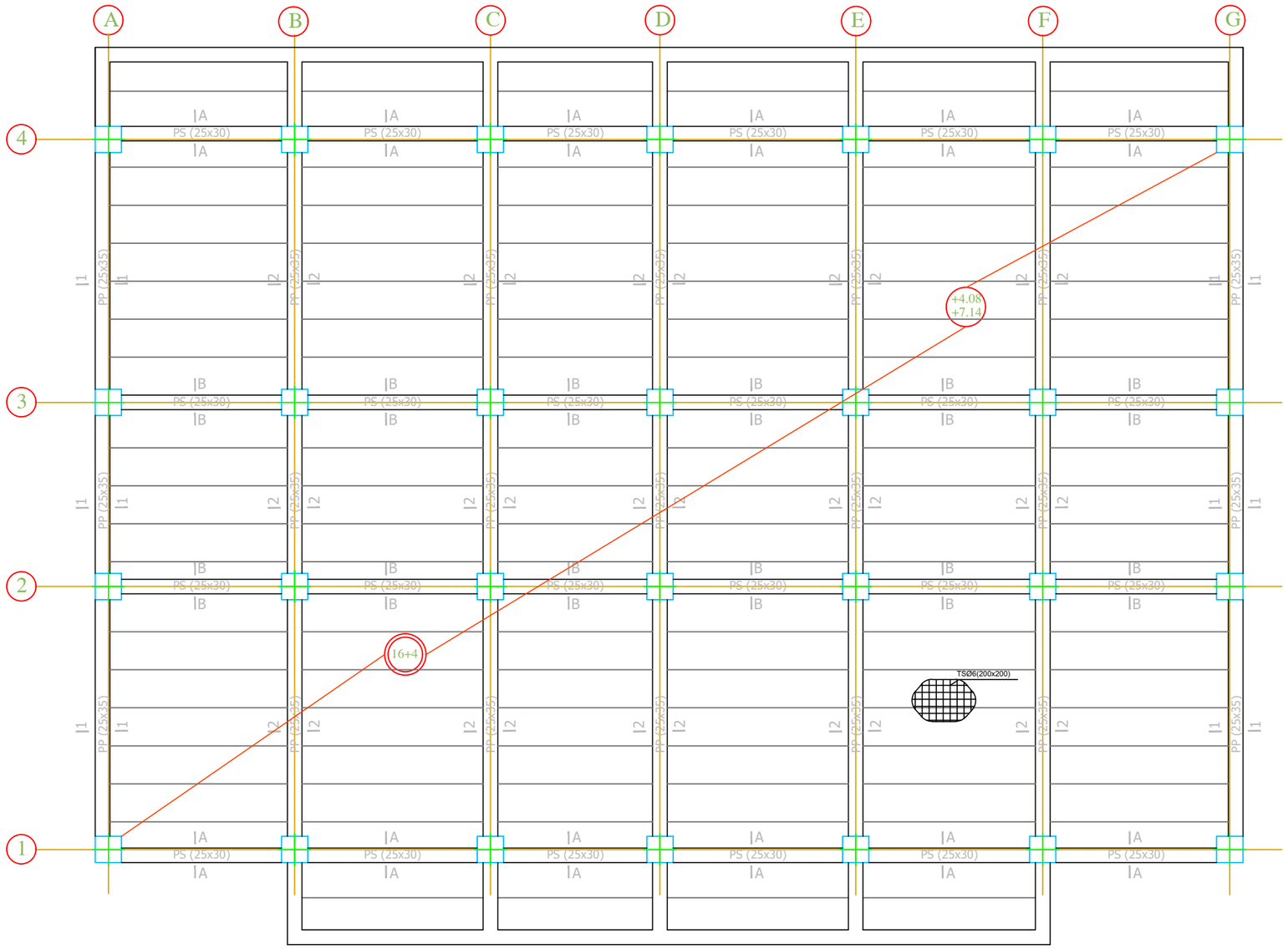
Nervure : (55x90) cm²

Dalle du Radier : ep= 30 cm

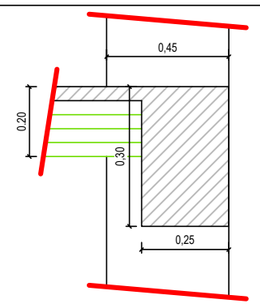
Dalle Flottante : ep= 10 cm

Débord : 50 cm

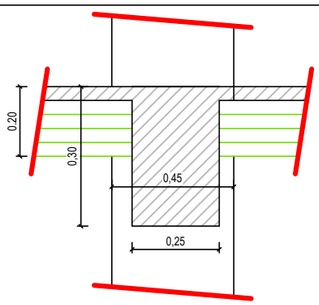
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Plan de Fondations Niveau : -1,00 m	01



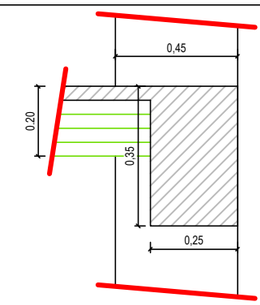
Coupe A-A



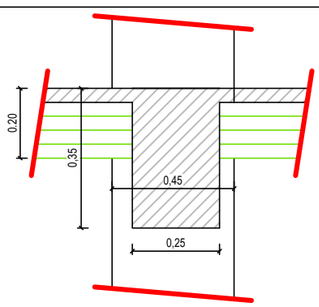
Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Poutres principales (25x35) cm²

Poutres secondaires : (25x30) cm²

Poteaux : (45x45) cm²

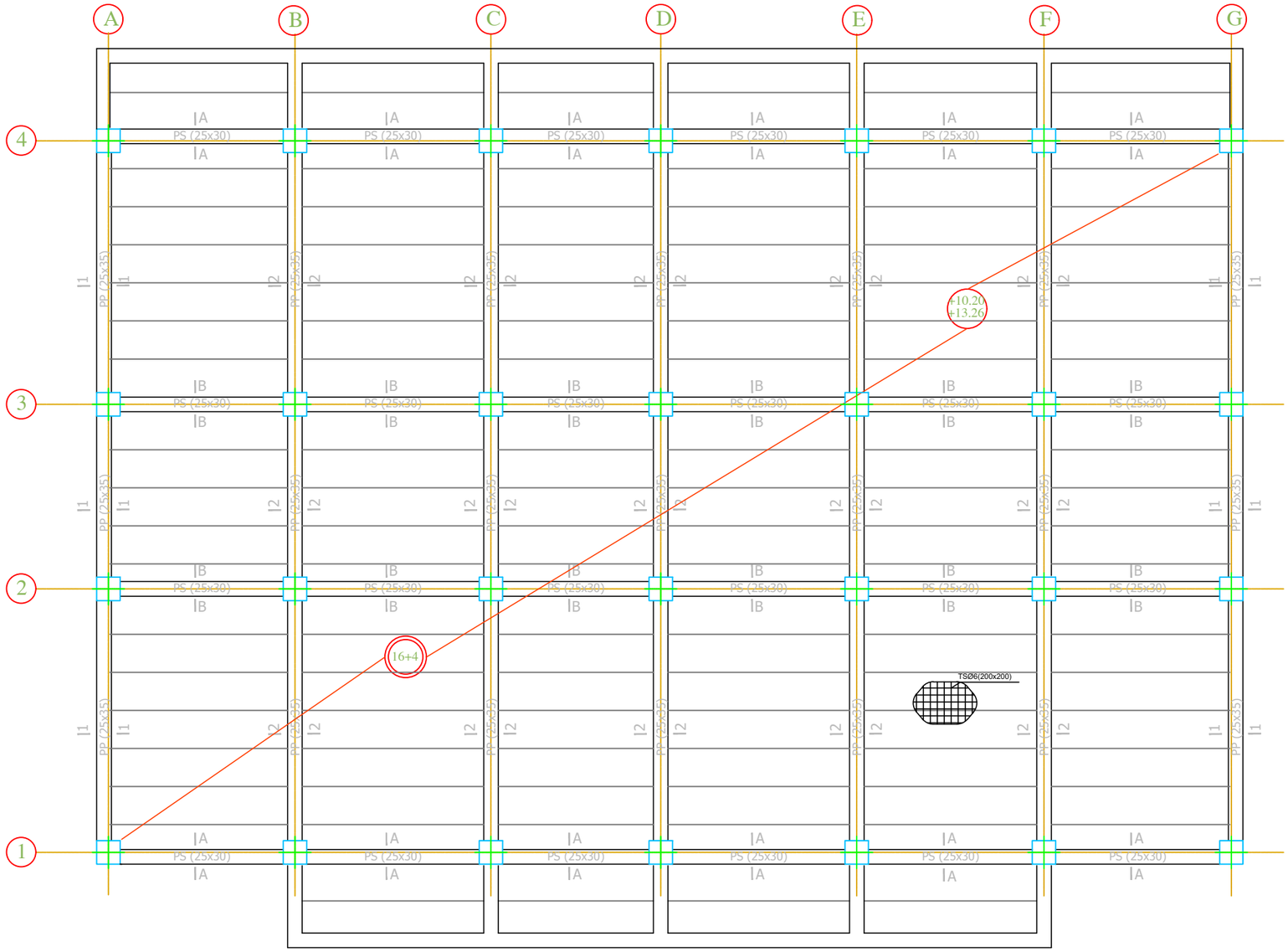
Plancher (16+4) cm

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

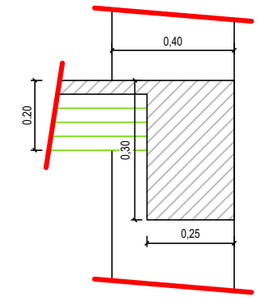
Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia
Encadrante : Mme. MOBAREK
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
Désignation : Plan de coffrages
Niveau : 4.08 m ; 7,14m

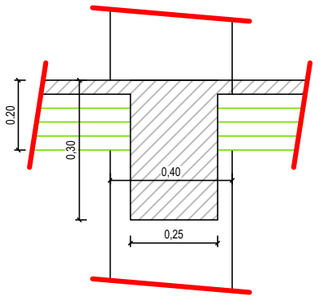
02



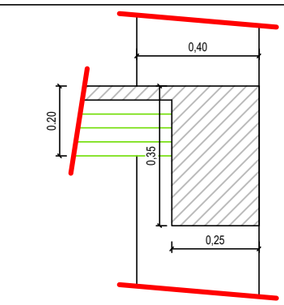
Coupe A-A



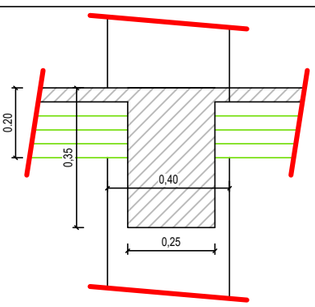
Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2



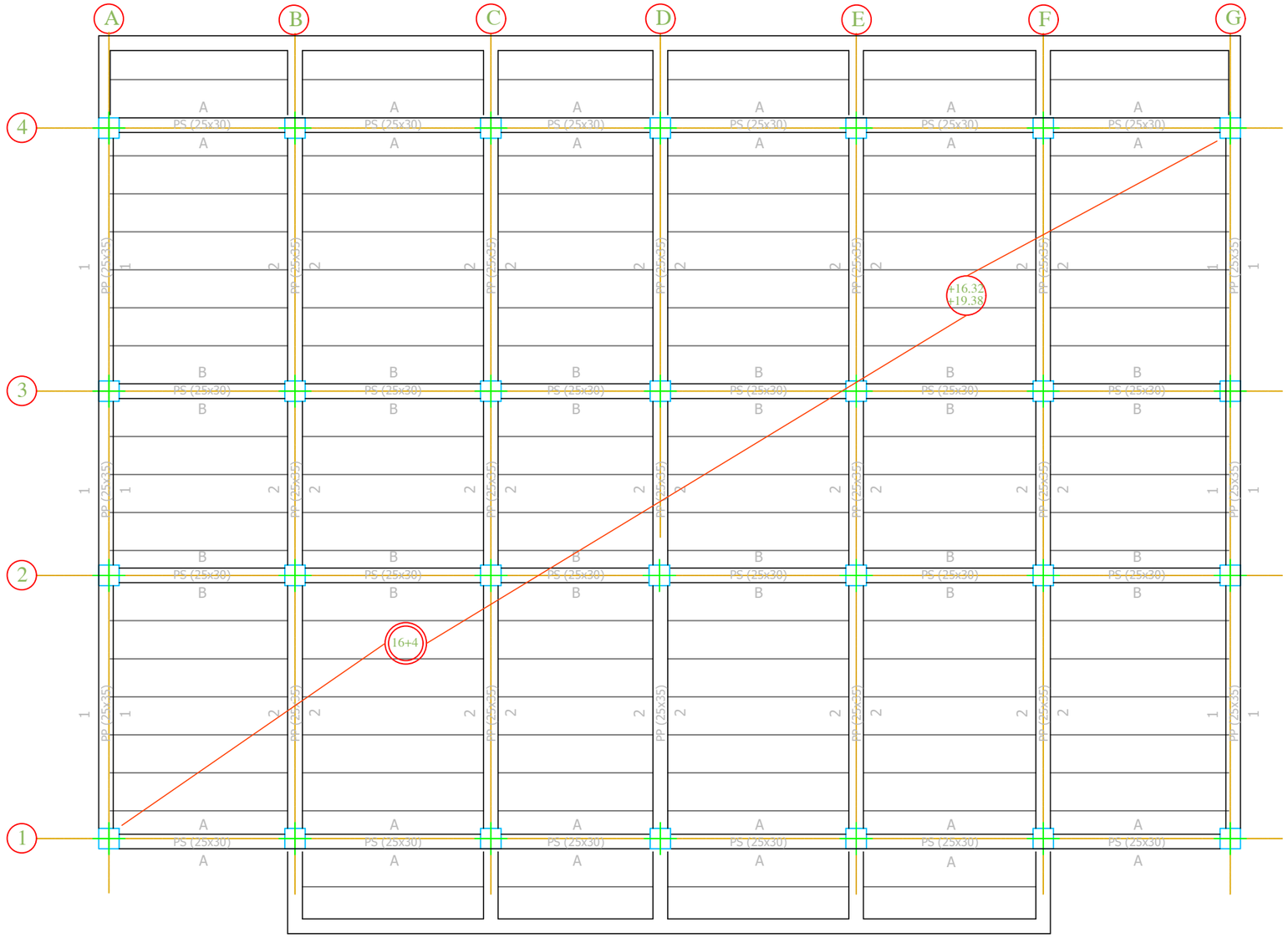
Poutres principales (25x35) cm²

Poutres secondaires : (25x30) cm²

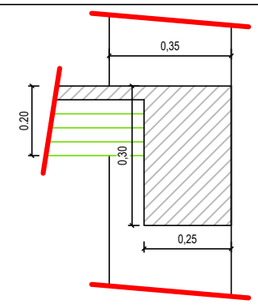
Poteaux : (40x40) cm²

Plancher (16+4) cm

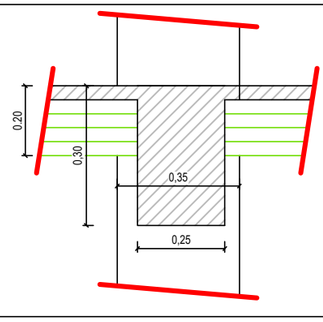
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Plan de coffrages Niveau : 10.2 m ; 13.26 m	03



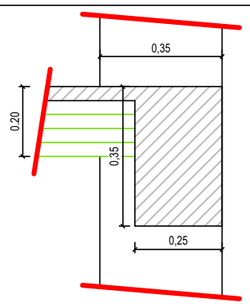
Coupe A-A



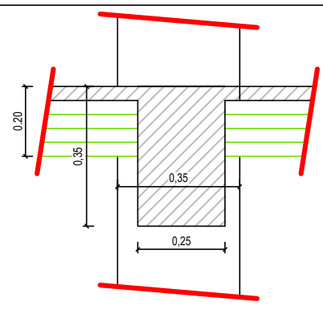
Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2



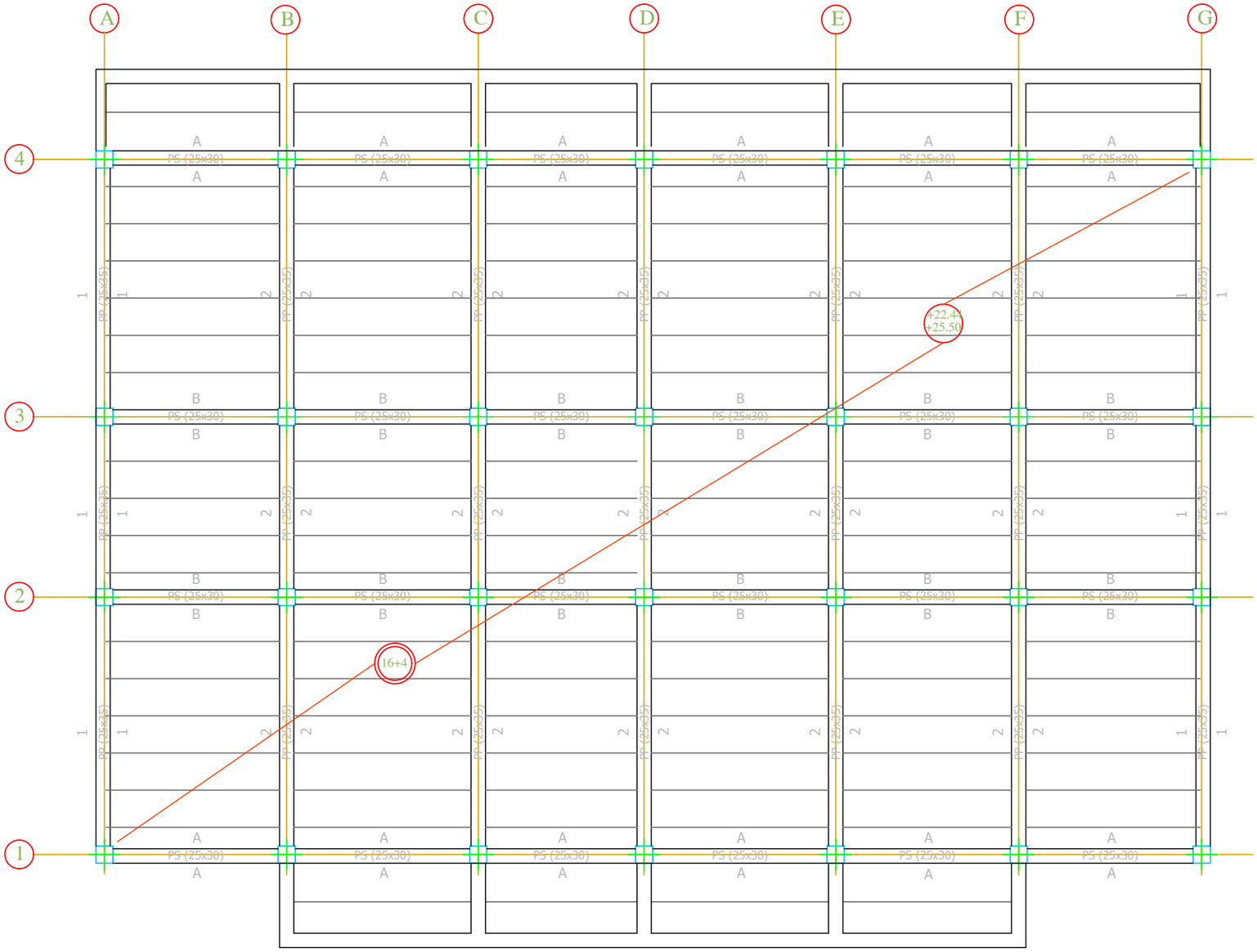
Poutres principales (25x35) cm²

Poutres secondaires : (25x30) cm²

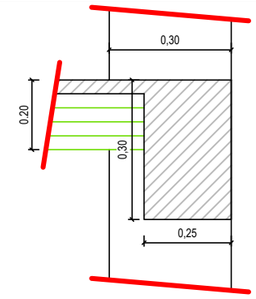
Poteaux : (35x35) cm²

Plancher (16+4) cm

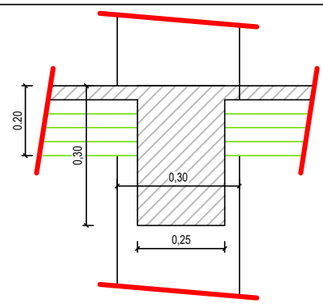
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Plan de coffrages Niveau : 16.32 m ; 19.38 m	04



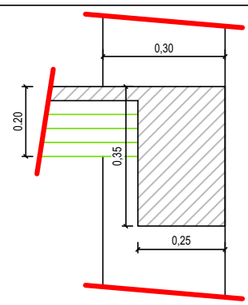
Coupe A-A



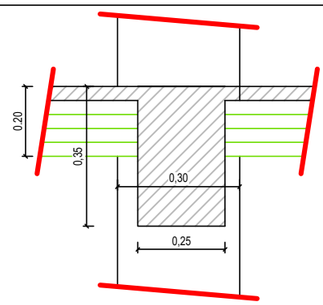
Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Poutres principales (25x35) cm²

Poutres secondaires : (25x30) cm²

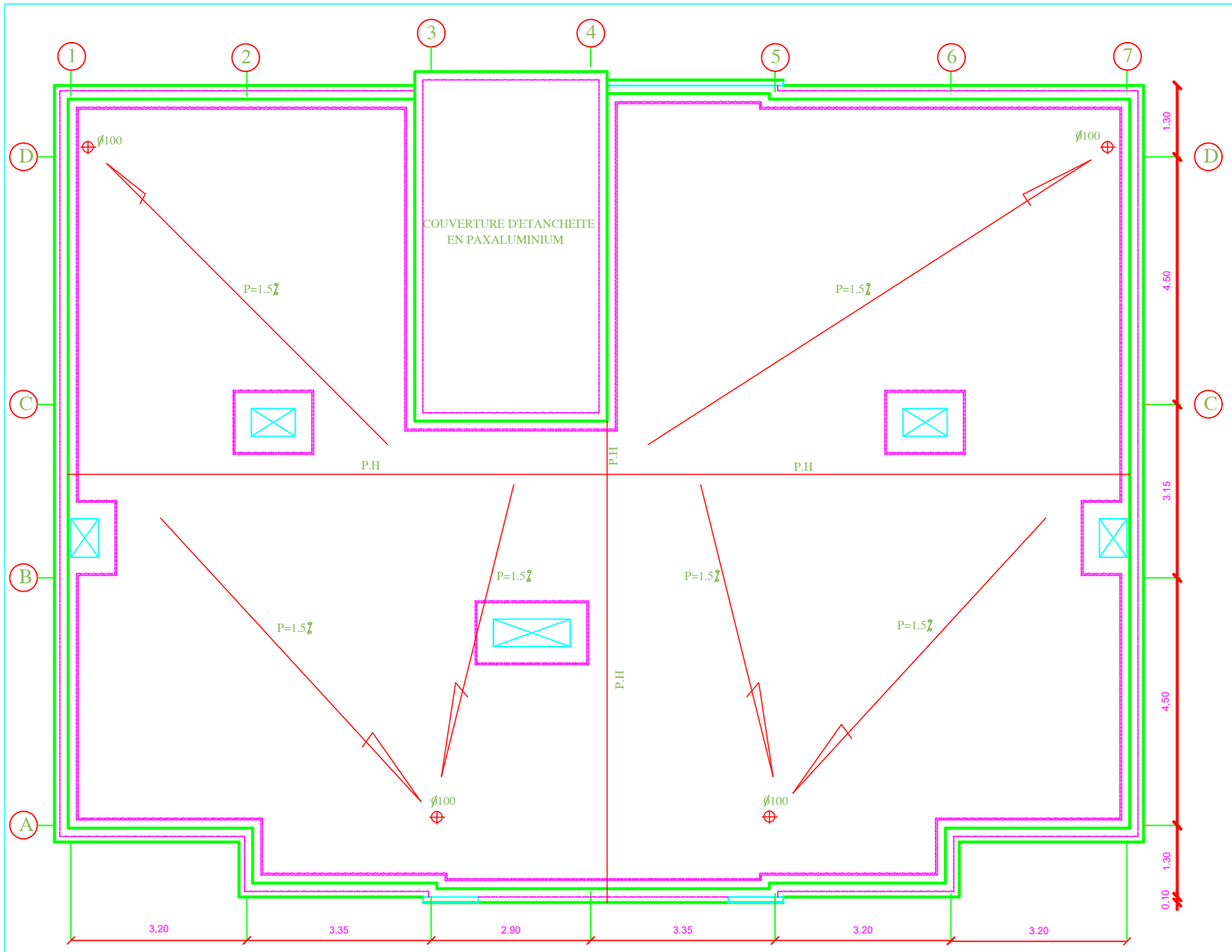
Poteaux : (30x30) cm²

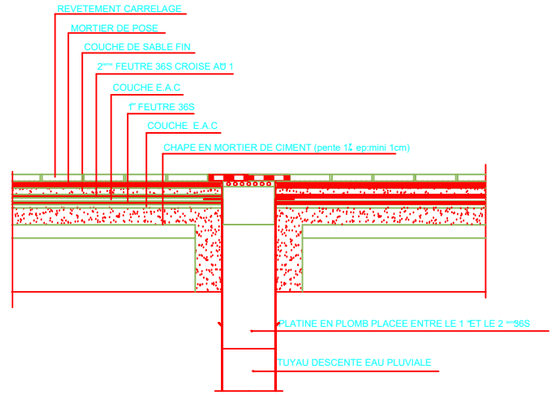
Plancher (16+4) cm

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Plan de coffrages Niveau : 22.44 m ; 25.50 m	05

PLAN D'ETANCHEITE ET DETAILS
Ech :1/50 1/25

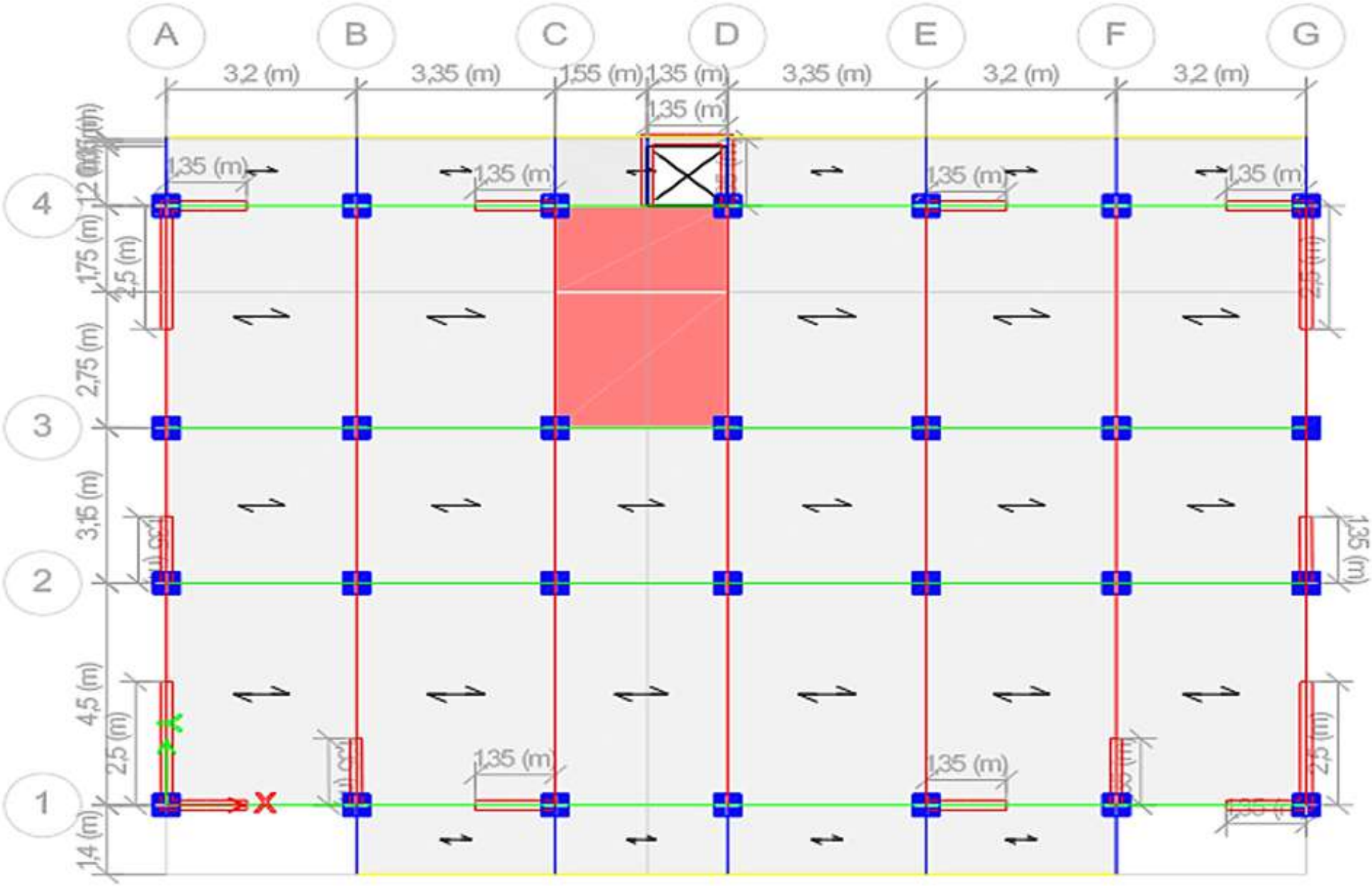
14B





DETAIL ETANCHEITE TERRASSE ACCESSIBLE ET SANITAIRE

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mlle. IOUENNOUGHENE Lydia Encadrante : Mme. MOBAREK Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Plan de la terrasse Niveau : +25.5 m	06



DISPOSITION DES VOILES