

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial

Contreventé par voiles porteurs en béton armé



Dirigé par : Mr BENYAH.K

Etudié par : Melle NAILI Amel

Année universitaire : 2023 - 2024

Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer ma profonde gratitude au grand Dieu, qui m'a donné la force et le courage de réaliser ce mémoire de fin d'études. Mes remerciements vont également à mes parents et à mon frère, pour leur soutien indéfectible, qui m'a toujours accompagné tout au long de ma vie.

Je remercie chaleureusement mon encadrant, Monsieur BENYAHY KARIM, qui représente pour moi un guide et un exemple de sérieux dans le travail et un expert dans ce vaste domaine et ainsi que ses précieux conseils et sa bienveillance tout au long de ce projet.

Je tiens également à remercier les membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à ma présentation et pour l'honneur qu'ils me font en évaluant ce modeste travail.

Enfin, j'adresse mes remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, ainsi qu'à tous ceux qui ont soutenu dans l'accomplissement de ce projet.

Dédicaces

À mes très chers parents et à mon frère

Vous avez toujours été pour moi des exemples de générosité et de bienveillance. Grâce à votre amour inconditionnel, j'ai appris la valeur de la responsabilité et l'importance de la patience. Je ne trouve pas les mots justes pour exprimer ma gratitude pour le soutien que vous m'apportez chaque jour. Votre encouragement a été une lumière dans les moments d'incertitude, illuminant mon chemin tout au long de ce parcours. Je vous aime profondément et je prie le Tout-Puissant pour qu'il vous accorde une vie pleine de joie et de sérénité

À ma famille

À tous mes oncles, tantes, cousins et cousines, et tout particulièrement à ma cousine Sara, je vous exprime ma profonde reconnaissance pour votre soutien, votre aide, ainsi que pour l'amour, la tendresse et la présence constante que vous m'avez offerts.

A toute personne qui ma soutenue

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à M. Boudjlal, M. Boughani, M. Baziz, M. Belhadje, Mme Katia, Mme Zahia, Mme Wahiba, M. Alili, M. Rachid, M. Yacoub, M. Mohammed et M. Nassim pour votre soutien indéfectible et vos encouragements.

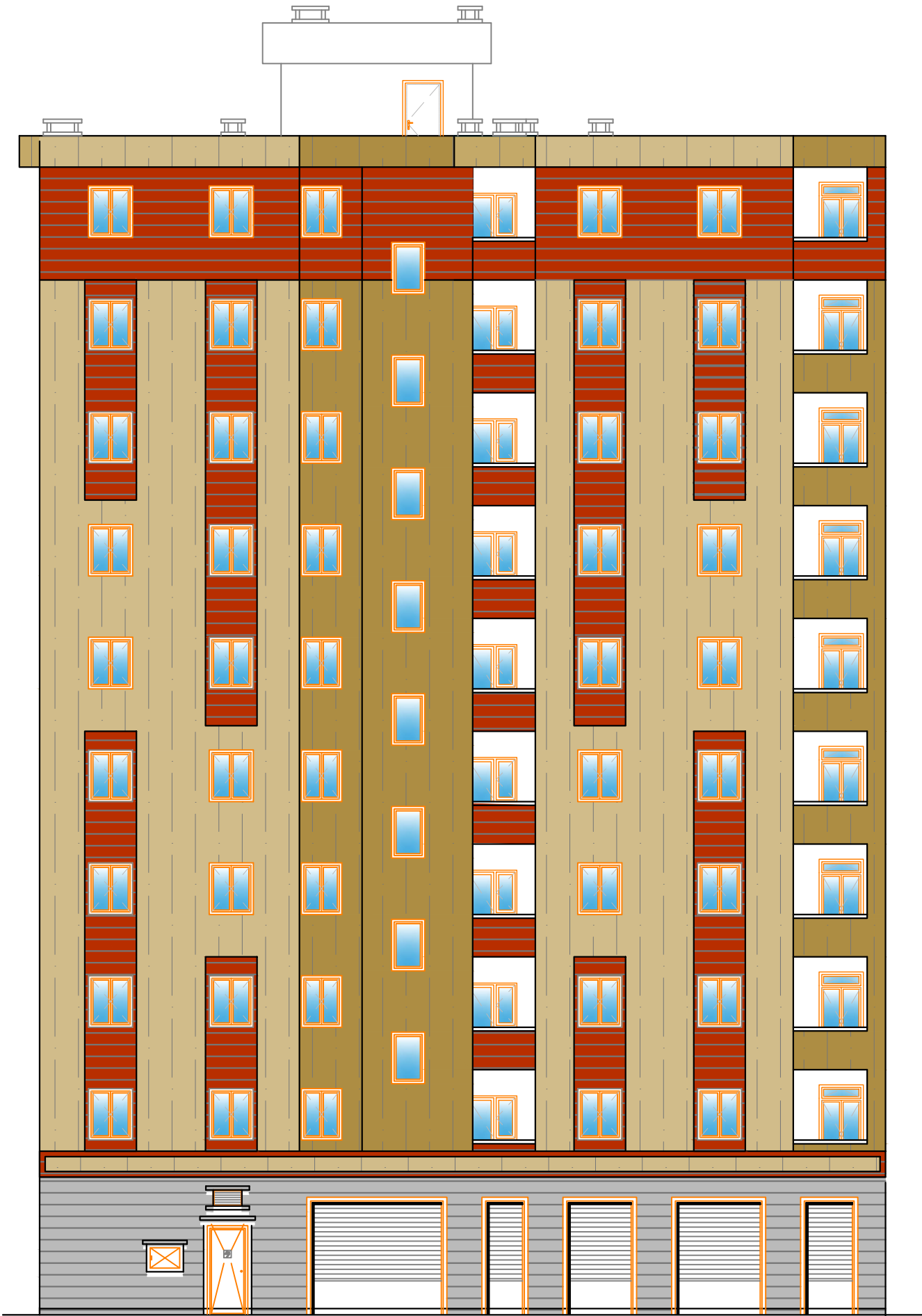
A mes chères amies

Merci à vous, Malha, Amira, Hana, Fatima, Kenza, Yasmine, Thelissa, et Melissa. Vous avez toujours été à mes côtés, et je vous en suis infiniment reconnaissante

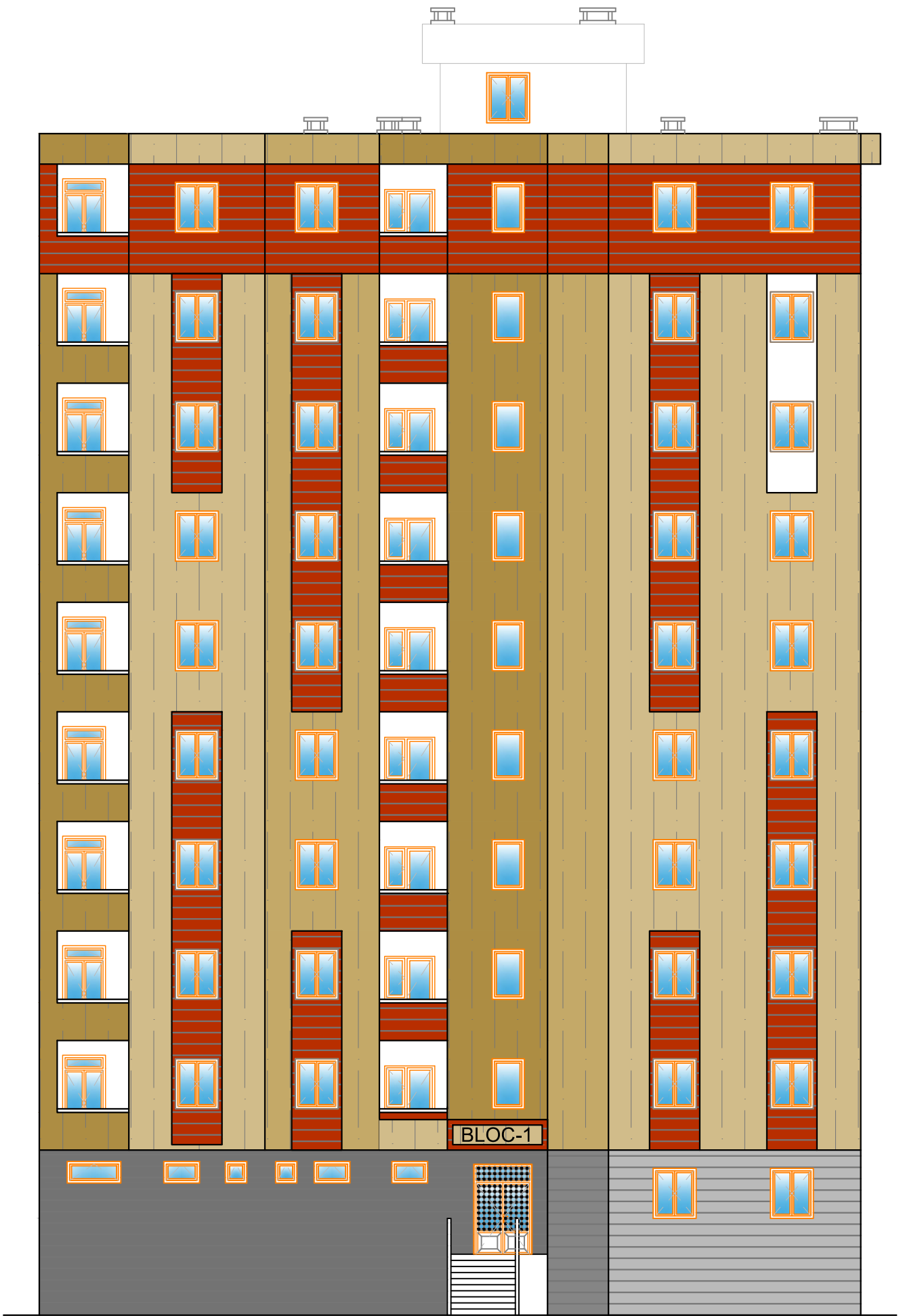
Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	22
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	41
III-1- Plancher	41
III-2-Escaliers	94
III-3- La poutre palière	111
III-4-La poutre de chainage	121
III-5-La dalle pleine	131
III-6-L'acrotère	137
III-7-Salle machine	144
Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS	154
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 99 / version 2003	171
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	188
VI-1-Ferrailage des poteaux	188
VI-2-Ferrailage des poutres	200
VI-3-Ferrailage des voiles	209
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	243
Conclusion générale	282

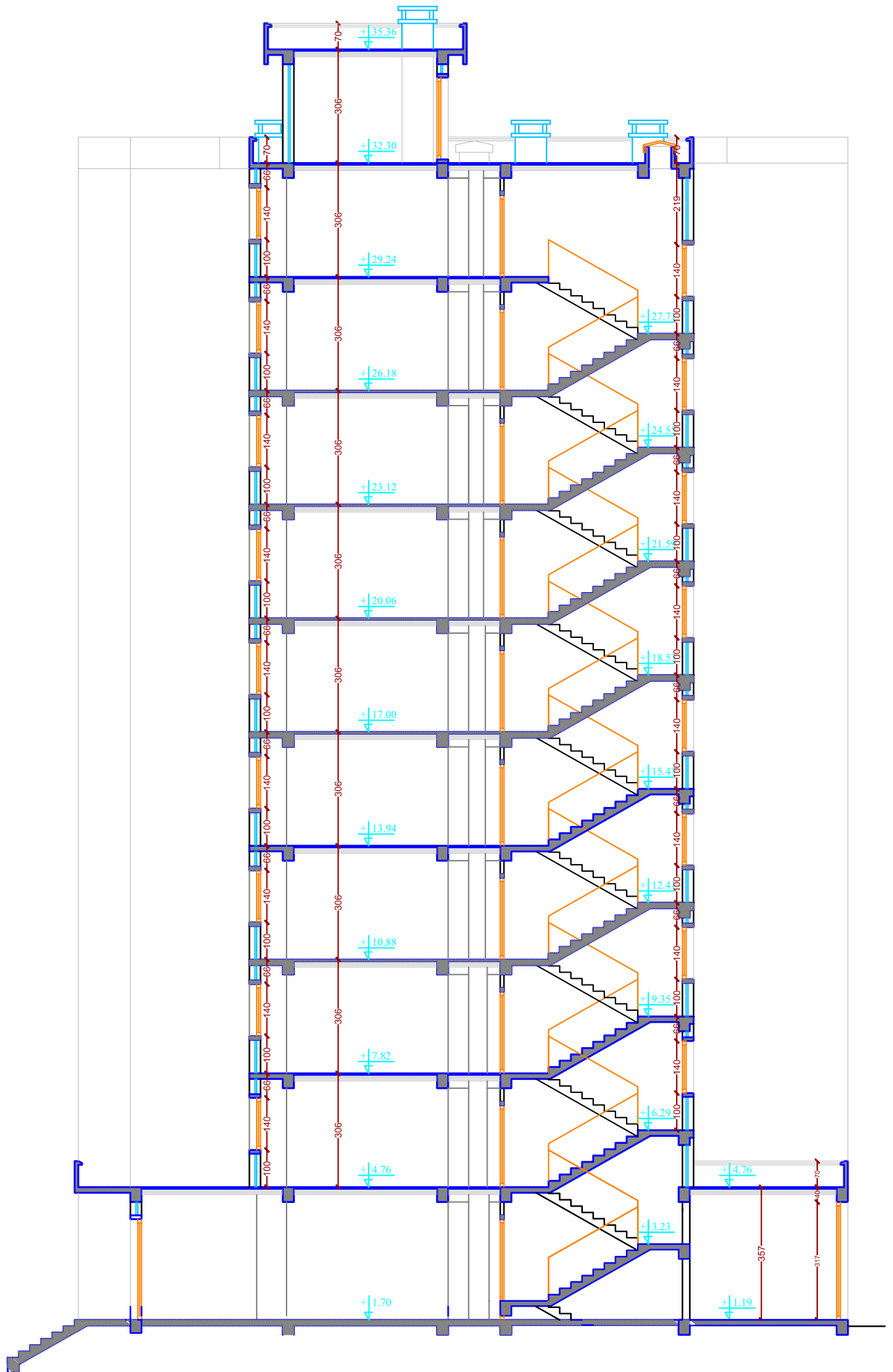
Bibliographie



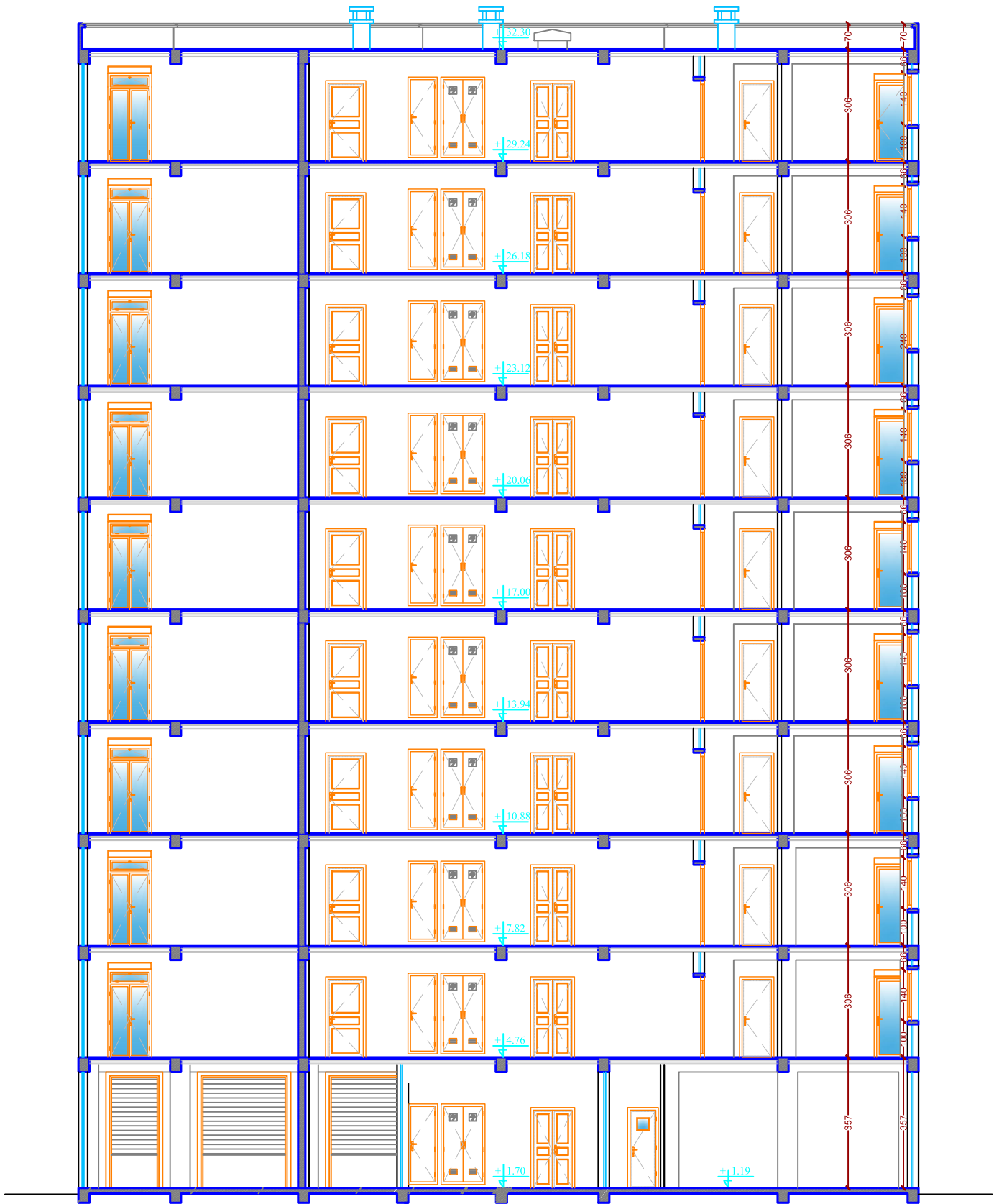
FACADE PRINCIPALE



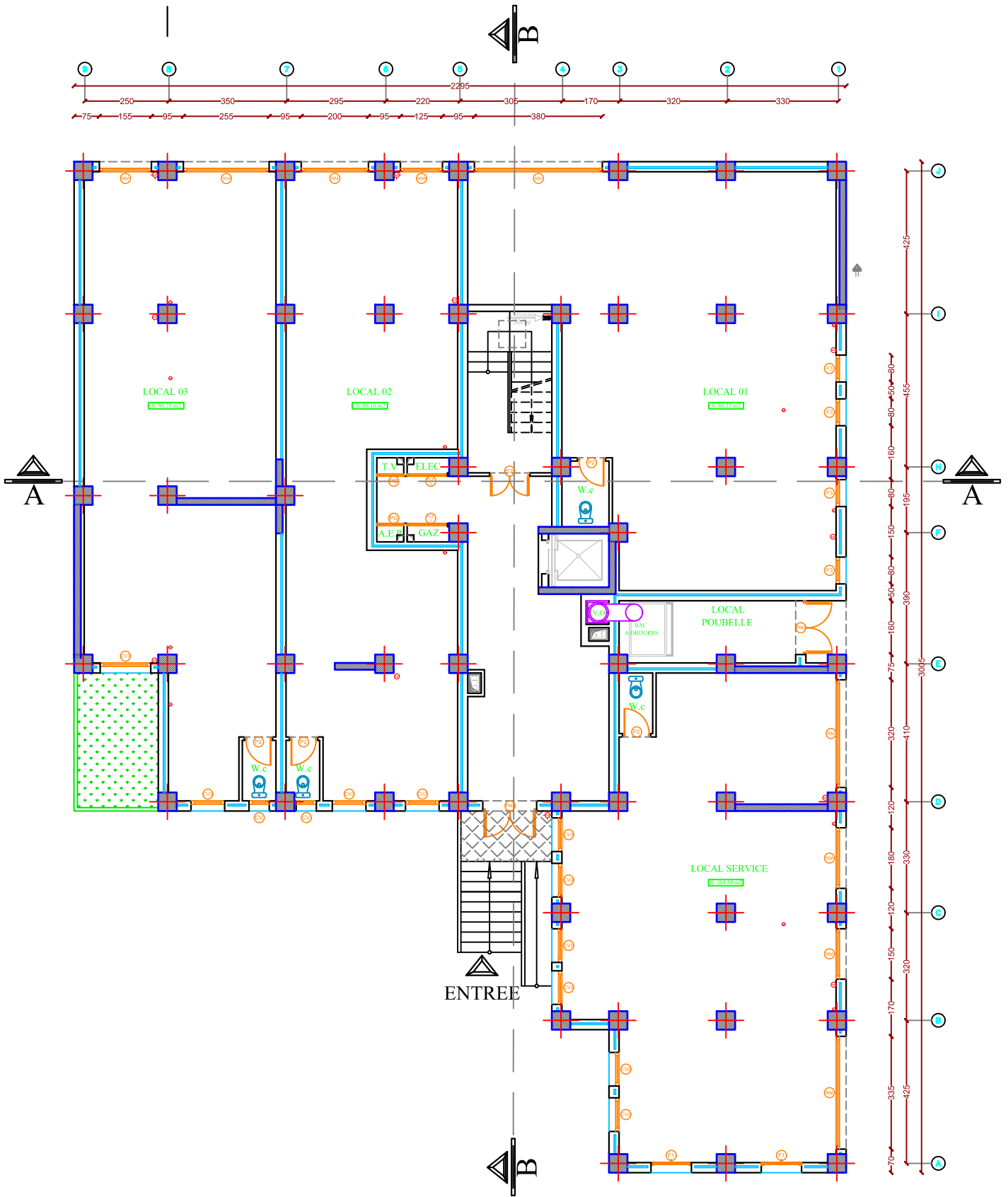
FACADE POSTERIEURE



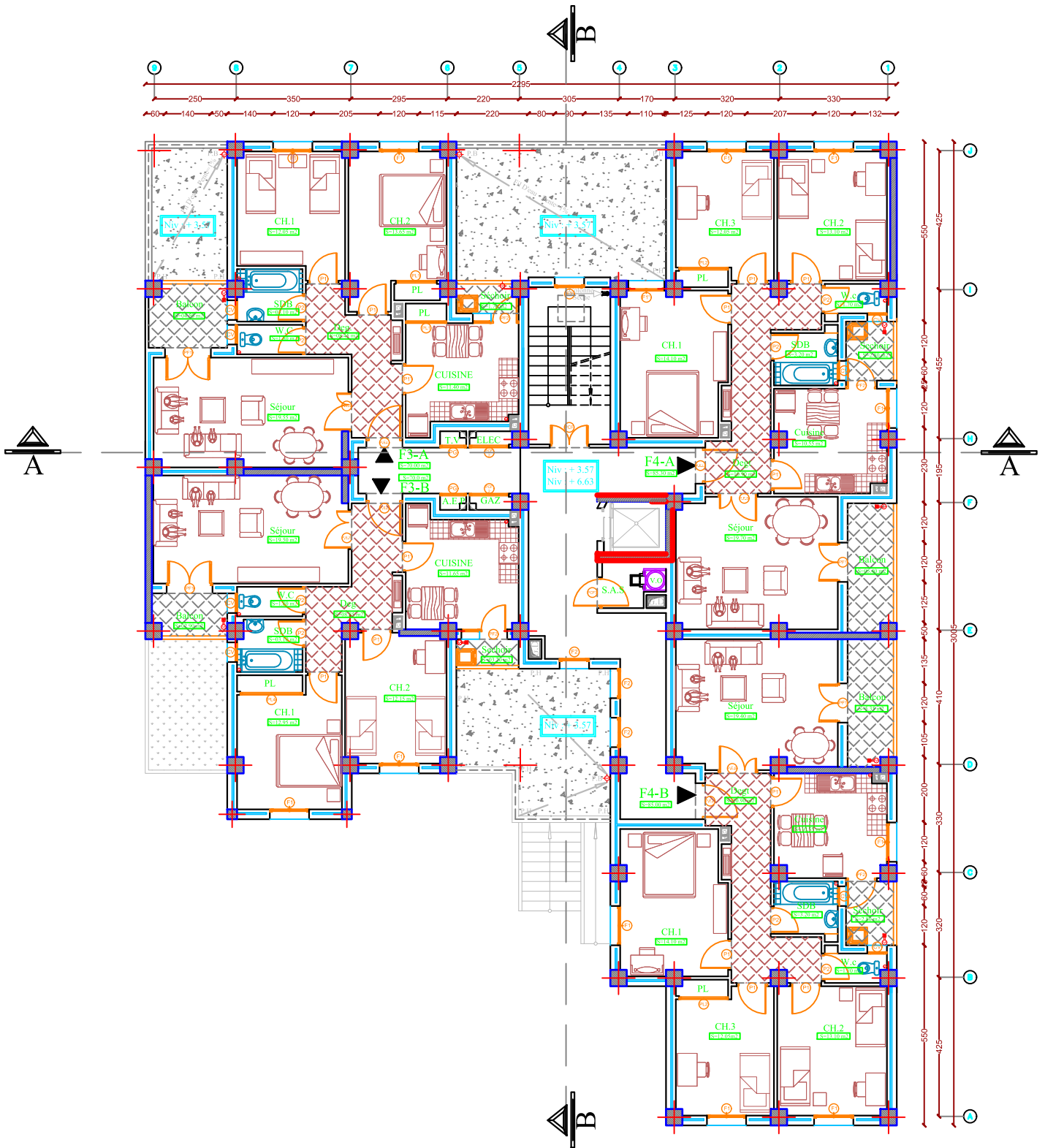
COUPE BB



COUPE AA



PLAN DU R.D.C
Niv : ±0.00



PLAN DE L'ETAGE COURANT
DU Niv.+3.57 Au Niv.+6.63

Introduction

L'Algérie, en raison de sa situation géographique, est exposée à des risques sismiques importants, rendant la conception de bâtiments résistants aux tremblements de terre cruciale. Ce mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment R+9, avec un rez-de-chaussée à usage commercial et neuf étages destinés à l'habitation. L'objectif est d'analyser le comportement de cette structure mixte, alliant portiques et voiles en béton armé, pour assurer une meilleure stabilité face aux séismes.

Le travail est structuré en trois parties principales. La première partie consiste à présenter le bâtiment, ses éléments constitutifs et les matériaux de construction utilisés. Nous procéderons également au pré-dimensionnement des différents éléments et effectuerons un calcul statique afin de définir les ferraillements des éléments secondaires, tels que les planchers et les escaliers.

La deuxième partie portera sur l'analyse dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel ETABS, qui nous permettra d'évaluer les caractéristiques vibratoires de la structure (périodes propres et modes propres) ainsi que les sollicitations sur les éléments principaux : poutres, poteaux et voiles. Cette analyse servira à déterminer les ferraillements des éléments porteurs essentiels.

Enfin, la troisième et dernière partie sera consacrée à l'étude des fondations, visant à assurer la stabilité globale de l'ouvrage. Cette étude a pour ambition d'optimiser la conception des bâtiments en Algérie, afin de garantir leur résistance face aux risques sismiques tout en proposant des solutions constructives adaptées et durables.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristique des matériaux**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I- Description de l'ouvrage :

Ce projet de 36 logements AADL consiste à l'étude d'une structure en R+9 sous forme angulaire à usage commercial en rez-de-chaussée et 9 étages courants a usage d'habitation, composé de poteaux, poutres, voiles de contreventement, et une terrasse inaccessible.

L'ouvrage est classé dans le groupe d'usage « 2 » comme ouvrage courant ou d'importance moyenne qui ne dépassent pas 48 m de hauteur selon la classification (Annexe I-art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003).

II- Description de site :

1- Situation :

Le projet en question se situe au niveau de la zone d'activité de BOUIRA, est localisé dans l'enceinte de l'Ex ENVAUWIB, bordant la route menant vers la zone parcs.



Figure I.1 : Plan de situation

2- Topographie de site:

La visite de site a permis de constater que le terrain d'étude est présente une topographie relativement plate

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

3- Sismicité de la région :

Après le séisme de 21 mai 2003 de ZEMMOURI, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établis une nouvelle carte de zonage sismique.

D'après le document technique réglementaire de DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de BOUIRA est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

4- Caractéristiques géométriques :

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

a- En plan :

- La grande longueur : 30.05 m.
- La petite longueur : 10.75 m.
- La grande largeur : 22.95 m.
- La petite largeur : 14.20 m.

b- En élévation :

- Hauteur totale : 34.17m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.70 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,06 m.

5- Caractéristiques mécaniques du sol :

D'après l'étude de l'laboratoire géotechnique et l'interprétation des essais montrent que les échantillons testés présentent les caractéristiques suivantes : Un sol fin argileux, Argile sableuse à graveleuse ; d'**une densité moyenne, peu plastique et non gonflant.**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

En tenant compte de la nature du sol, du type de projet et de l'ensemble des résultats de laboratoire, ils ont suggéré ce qui suit :

- Des fondations superficielles adaptées au type du projet, **ancrées à environ 2.00 m de profondeur** en dépassant toute épaisseur de remblai éventuelle.
- Une contrainte à adopter pour le calcul de la fondation de l'ordre de **2.00 bar**.

6- Règlements utilisés et normes de conception :

La conception des bâtiments en Algérie dans le domaine du génie civil est réglementée par diverses normes et règlements, qui sont :

- [**RPA 99 / modifier 2003**] Règlement parasismiques Algériennes : définissent les critères de conception parasismique, assurant ainsi la résistance des structures aux séismes.
- [**BAEL 91 révisé 99**] : Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [**C.B.A.93**] Le Code de Béton Armé Algérien : qui spécifie les exigences pour la conception et la construction en béton armé,
- [**DTR BC2.2**] Document Technique Réglementaire des Charges et des Surcharges : Ce document réglementaire fournit des directives pour la conception et la construction, assurant la sécurité et la durabilité des ouvrages en définissant les charges et surcharges à considérer.

III- Les éléments de l'ouvrage:

1- Superstructure:

a- L'Ossature mixte :

Désigne le système squelettique d'un bâtiment, composé de poteaux et de voiles en béton armé. Elle reprend les charges verticales (poids propre, charges d'exploitations) et horizontales (vent, séisme) pour assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

b- Les voiles :

C'est des éléments en béton armé disposés dans les directions transversale et longitudinale fonctionnent comme des contreventements, renforçant la rigidité de l'ensemble et empêchant les déformations excessives.

c- Les planchers :

Sont des surfaces horizontales qui séparent les niveaux d'un bâtiment et supportent les charges verticales en les transmettant aux éléments structuraux comme les poutres et les poteaux. Il existe deux types principaux :

- Le plancher en corps creux :

Constitué de trois éléments : Des poutrelles porteuses, des hourdis et une dalle de compression.

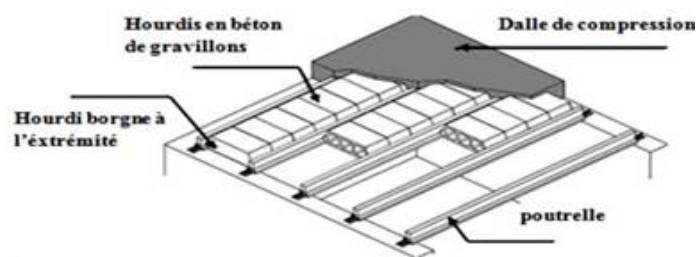


Figure I.2 : Plancher en corps creux.

- Le plancher en dalle pleine :

Ce plancher est fabriqué en coulant du béton armé sur un coffrage plat. Il contient des armatures d'acier dont le nombre et le diamètre varient en fonction de la portée et des charges à supporter. Il est utilisé lorsque la construction de planchers en corps creux n'est pas possible (les balcons et la dalle d'ascenseur).

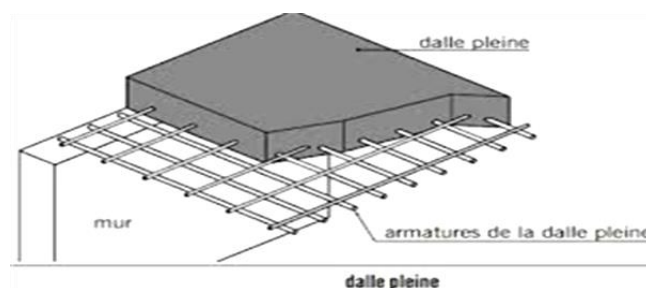


Figure I.3 : Plancher en dalle pleine

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

d- L'Escalier :

L'escalier est un élément structurel composé de marches et de paliers, ayant pour objectif de relier les différents niveaux d'une construction et de résister aux charges conformément aux normes et critères de conception en vigueur. Ces escaliers sont formés de deux volées et seront construits avec des paliers et des paillasse en béton armé coulé sur place. Le coulage sera réalisé étage par étage.

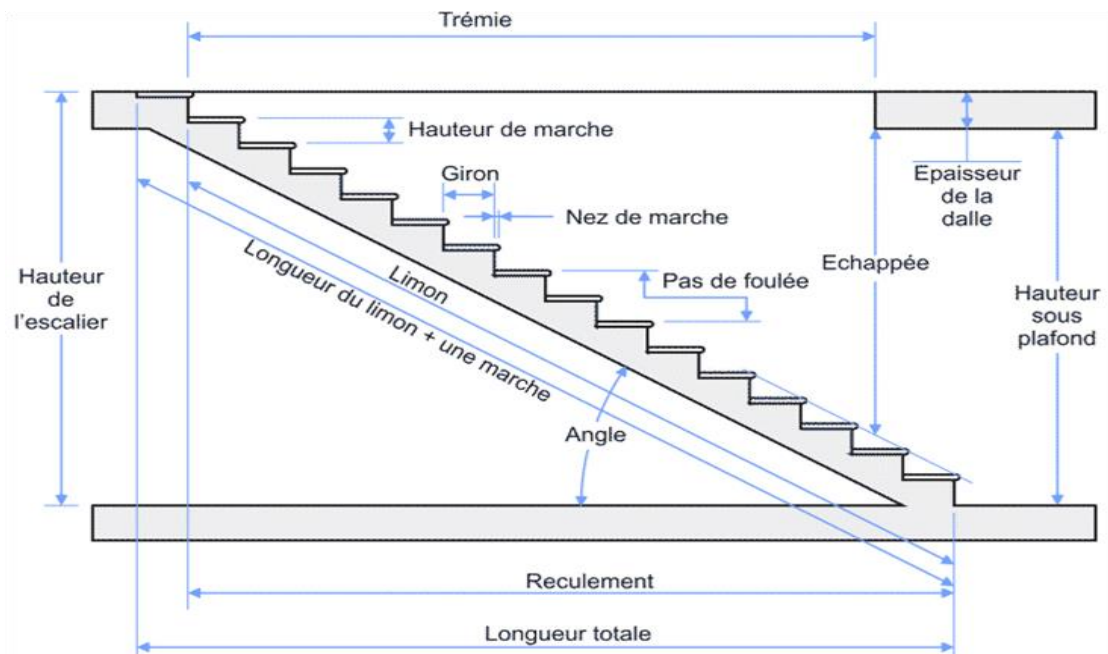


Figure I.4 : Coupe d'un escalier droit.

e- Porte-à-faux:

C'est des éléments considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, conçues en utilisant des éléments en corps creux ou en béton armé.

Le garde-corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1.00m.

f- La cage d'ascenseur :

C'est un dispositif de levage qui permet de déplacer des personnes ou des charges d'un niveau à un autre dans une cabine. Elle est composée d'un ensemble de voiles coulés sur place.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

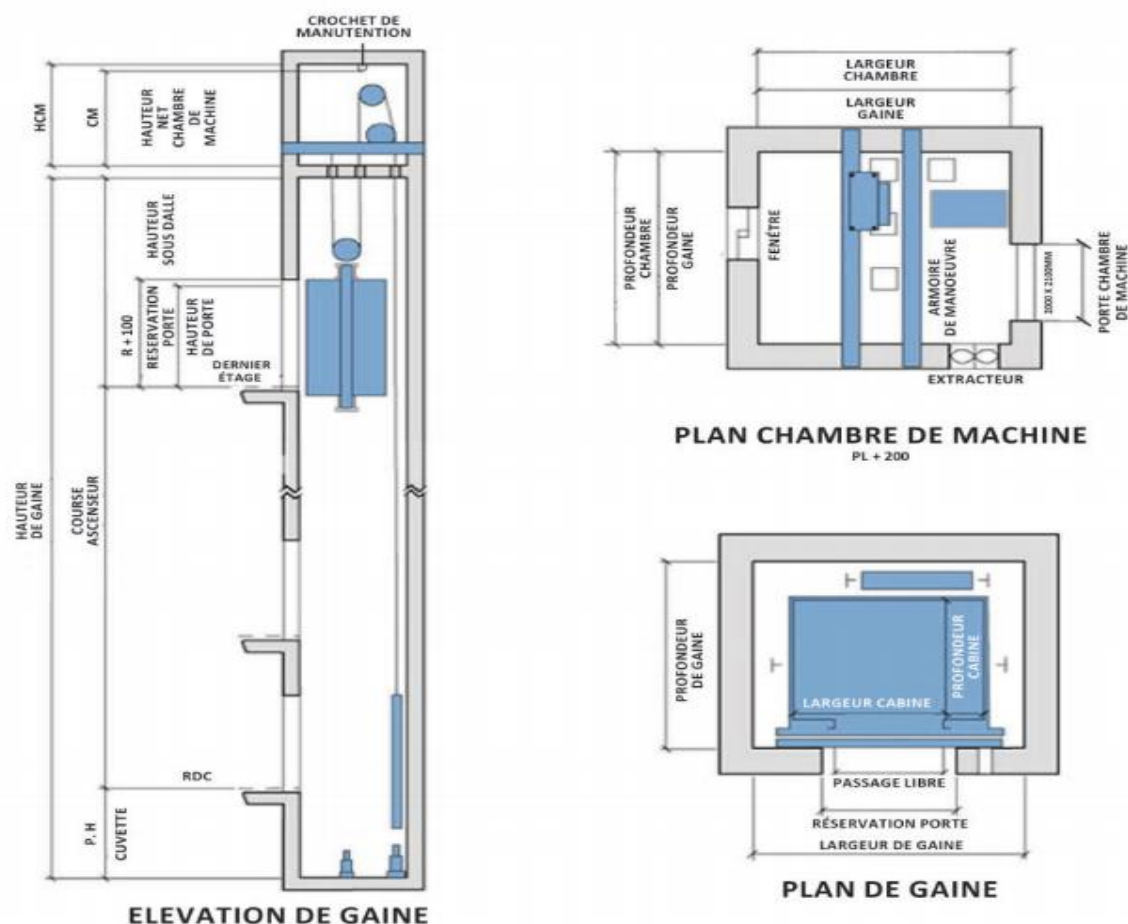


Figure I.5 : Caractéristiques d'un Ascenseur.

g- L'Acrotère :

Une paroi en béton arme, érigée sur le bord d'une structure pour des raisons pratiques ou esthétiques. Les acrotères peuvent servir à masquer des éléments de construction, à protéger des installations sur le toit, ou simplement à ajouter un élément architectural à un bâtiment.

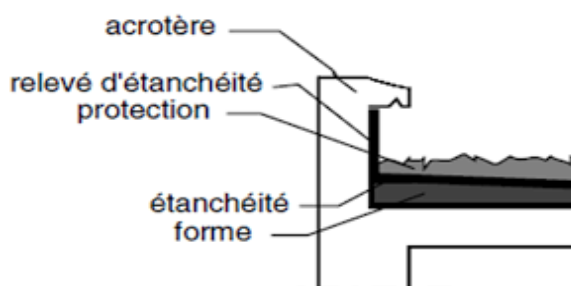


Figure I.6 : Coupe d'un acrotère.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

- La maçonnerie :

Consiste à construire des structures en assemblant des éléments individuels, tels que des briques, des pierres ou des blocs de béton, à l'aide d'un matériau de liaison tel que le mortier.

-Murs extérieurs:

Sont réalisées en doubles cloisons en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs :

Sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.



Figure I.7 : Murs double cloison.

h- Revêtement :

Sont des éléments de finition essentiels pour garantir le confort. Les éléments suivants seront employés dans la construction :

-Revêtement horizontal :

Les plafonds sont recouverts de plâtre et d'enduit, tandis que les sols sont revêtus de carrelage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

- Revêtement vertical :

Les murs extérieurs sont recouverts de mortier de ciment, les murs intérieurs sont revêtus de plâtre et d'enduit, et les salles d'eau sont revêtues de céramique.

2- Infrastructure :

a- Les fondations :

Sont les éléments de base d'une structure qui supportent son poids et transmettent les charges verticales au sol de manière à assurer sa stabilité. Elles sont conçues en fonction des caractéristiques du sol et des charges prévues, en utilisant des matériaux tels que le béton armé et peuvent être réalisées sous forme de :

- Les fondations superficielles :

Elles comprennent les semelles isolées, les semelles filantes (continues) ou les radiers généraux.

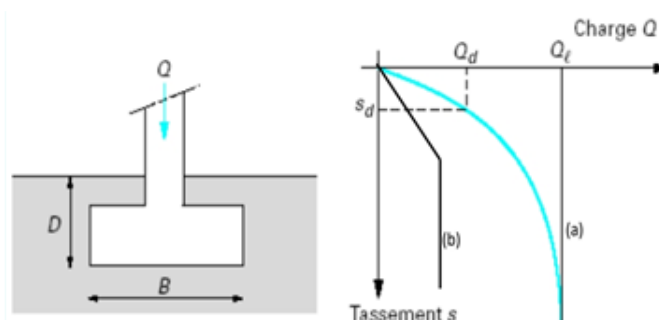


Figure I.8 : Les fondations superficielles

- Les fondations semi-profondes :

Elles sont représentées par les puits.

- Les fondations profondes :

Elles sont constituées de pieux.

Note : Une fondation solide est essentielle pour garantir la durabilité et la sécurité d'une structure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

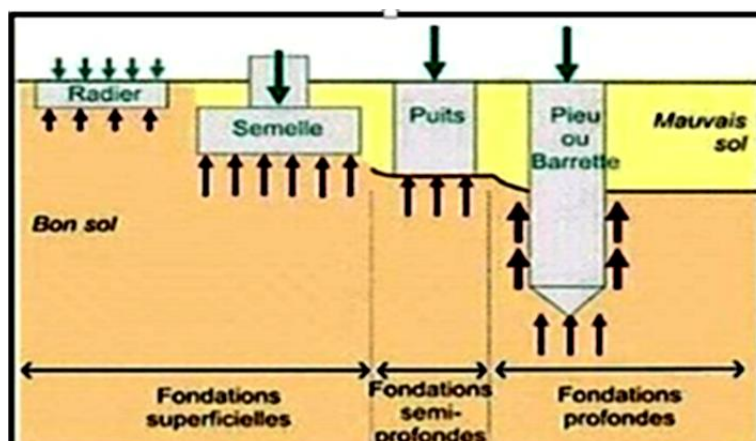


Figure I.9 : Type des fondations

IV- Les caractéristiques des matériaux :

Pour la réalisation de ce projet, le béton et l'acier sont les matériaux utilisés dans la construction, étant caractérisés par leur résistance à la compression pour le béton et à la traction pour l'acier. Ils doivent respecter les normes parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 ainsi que les règlements de béton armé aux états limites BAEL 91 / version 99.

1- Le béton :

C'est un matériau de construction essentiel utilisé dans de nombreux types d'ouvrages, des bâtiments aux infrastructures. Il est composé de granulats tels que du gravier et du sable, mélangés avec un liant hydraulique, généralement du ciment. Ce mélange est modifié avec des adjuvants pour ajuster ses propriétés physiques et chimiques. Le béton est apprécié pour sa solidité, sa durabilité et sa capacité à la résistance à la compression.

a- Résistance caractéristique du béton à la compression:

La résistance du béton est définie mécaniquement par sa capacité à résister à la compression après 28 jours. Cette résistance varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité d'eau utilisée lors du mélange. La résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée à l'aide de plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées mesurant de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur (Art A.2.1.11 de BAEL 91/ version 99).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

- Pour des résistances $[f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}]$:
 - Si $j < 60$ jours : $f_{cj} = (44.7777 + 0.888888 \times f_{c28})$.
 - Si $j > 60$ jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

- Pour des résistances $[f_{c28} > 40 \text{ MPa}]$:
 - Si $j < 28$ jours : $f_{cj} = (11.4444 + 0.999999 \times f_{c28})$.
 - Si $j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$.

Note : Le béton qui sera mis en œuvre dans cet ouvrage à une résistance caractéristique à la compression a **28 jours de 25 MPa**,

- Notée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

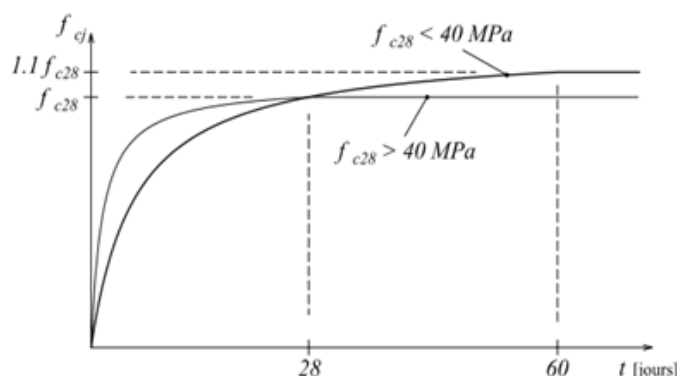


Figure I.10 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b- Résistance caractéristique du béton a la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, la résistance caractéristique à « j » jours est déduire de celle à la compression par la relation : (BAEL91 - art A.2.1, 12)

- Si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$: $f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3}$
- Si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

1- Module de déformation longitudinale (Art A.2.1,2 de BAEL 91/ version 99)

Le module de Young, également appelé module d'élasticité longitudinale, représente la constante qui lie la contrainte de traction ou de compression au début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

a- Le module de déformation longitudinale instantanée (Art A.2.1,21 de BAEL 91/ version 99) :

Dans des conditions normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, il est admis que le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de "j" jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} \text{ [MPA]}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

b- Le module de déformation longitudinale différée (Art A.2.1,22 de BAEL 91/ version 99) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est maintenue pendant une longue période, il est important de prendre en compte l'effet de fluage du béton en utilisant un module égal :

$$E_{vj} = 3700 (f_{c28})^{1/3} \text{ [MPA]}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ MPA.}$$

2- Module de déformation transversale (Art A.2.1,3 de BAEL 91/ version 99) :

La formule suivante permet de calculer le module de déformation transversale :

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

Avec :

- **E** : Module de Young (module d'élasticité).
- **ν**: Coefficient de poisson.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

3- Coefficient de Poisson (ν) :

Il s'agit du rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{gonflement transversale}}{\text{raccourcissement longitudinal}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Avec :

- $\Delta d/d$: déformation relative transversale.
- $\Delta L/L$: déformation relative longitudinale.

-Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1.3 du BAEL 99) :

- $\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations à l'ELS.

c- Les contraintes limites du béton :

1- Etat Limite Ultime (ELU) (A.4.3.41 du BAEL 99) :

L'Etat Limite Ultime (ELU) est un état où l'on vérifie que les éléments ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge. C'est un état critique au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Il doit être justifié par rapport à trois conditions : l'Etat Limite de l'équilibre statique (renversement), l'Etat Limite de résistance des matériaux et l'Etat Limite de stabilité (flambement).

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

- $\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).
- $\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Et : θ : Coefficient en fonction de la durée (t).

- $\theta = 1$, (t > 24 h)
- $\theta = 0.9$, (1 h ≤ t ≤ 24 h).
- $\theta = 0.85$, (t < 1 h).

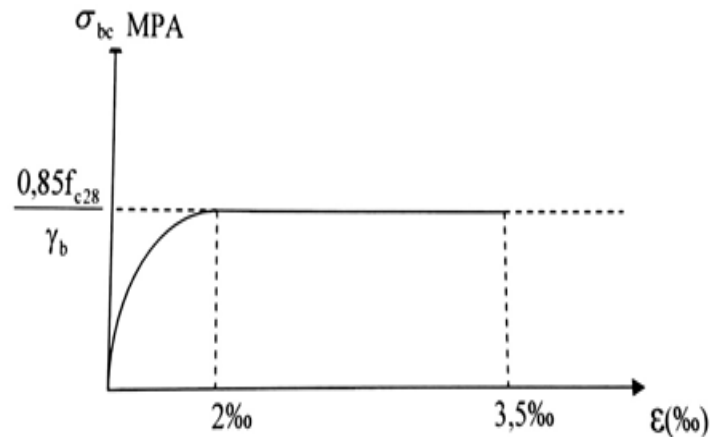


Figure I.11: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \Rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} = f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

Note :

Le diagramme se compose d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique), et d'une partie rectangulaire comprise entre $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (état plastique).

2- Etat limite de service (A.4.5.2 du BAEL 99) :

L'état limite de service consiste à s'assurer que les éléments de la structure conservent une déformation élastique compatible avec leur fonctionnement. Au-delà de cette limite, les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus assurées (apparition de fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux). Selon ce l'article la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à **0.6f_{cj}**.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

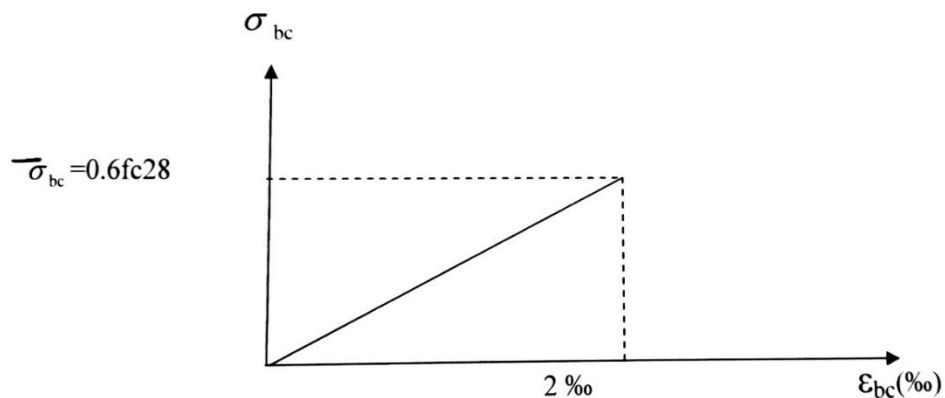


Figure I.12 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Note : Le graphique est tracé en ligne droite avec une déformation relative limitée à 2 ‰ (État élastique)

3- Contrainte tangente : (Art A.5.1,1 de BAEL 91/ version 99) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant à ELU.
- b_0 : largeur de la section cisillée.
- d : hauteur utile ($0,9h$ la position d'aciers tendus).

-Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu préjudiciable (Peu nuisible) : $\tau_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

2- L'ACIER :

L'acier est composé de fer et de carbone en faible quantité, sa fonction est de supporter les contraintes de traction, de cisaillement et de torsion, auxquelles le béton ne peut pas résister. Les aciers se caractérisent par leur composition et leur finition extérieure. En règle générale, deux types sont utilisés :

Tableau I.1 : Principales caractéristiques des aciers.

Types d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité [MPa]
Les barres d'acier	Haute Adhérence FeE500	HA	500
Les trillées d'acier	Treillis soudé TLE520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520

a- Module d'élasticité longitudinale :

Indépendamment de la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale demeure une caractéristique constante qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation d'un matériau. Le module élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : **$E_s = 200000 \text{ MPa}$** .

• Diagramme contrainte déformation :

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

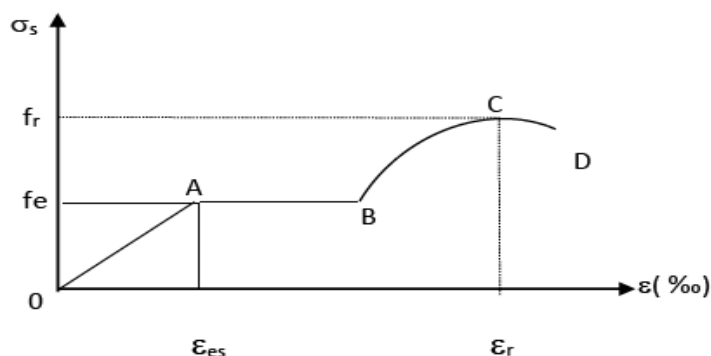


Figure I.13 : Diagramme réel contrainte déformation de l'acier

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

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

- **f_r** : Résistance à la rupture
- **f_e** : Limite d'élasticité
- **ε_{es}** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- **ε_r** : Allongement à la rupture

-On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone OA** : Domaine élastique linéaire
- **Zone AB** : Domaine plastique
- **Zone BC** : Domaine d'écrouissage
- **Zone CD** : Domaine de striction

b- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal : **ν = 0.3**

c- La contrainte maximale des armatures tendues:

- **État Limite Ultime (ELU)** (Art A.4.3.2 de BAEL91 / version 99):

La contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture. Cette valeur est fondamentale pour concevoir des structures capables de résister à des charges verticales.

-La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

- **σ_{bc}**: Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.
- **f_e**: limite d'élasticité garantie.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Et: γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1.15$ (situation courante)
- $\gamma_s = 1.00$ (situation accidentelle)

Si: $f_e = 500$ MPa

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 434.78 \text{ MPa}$$

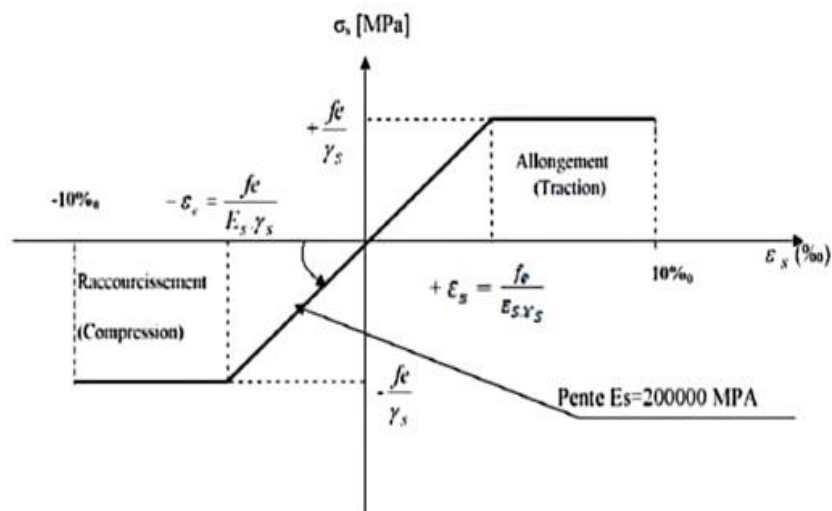


Figure I.14 : Diagramme contrainte déformation de calcul

- **État Limite de Service (ELS):**

Il est nécessaire de restreindre l'ouverture des fissures afin de prévenir la corrosion des armatures. Cela peut être réalisé en limitant les contraintes exercées sur les armatures tendues en fonction des sollicitations de service, conformément aux règles BAEL91. On peut distinguer trois cas de fissurations :

- a- **Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32) :**

-Ce cas concerne les éléments situés à l'intérieur de locaux couverts, et aucune vérification n'est nécessaire dans ce cas :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

b- Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

-La contrainte de traction maximale est définie par l'équation suivante :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110(\eta f_{tj})^{1/2} \right) \text{ [MPa]}$$

c- Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

-Le cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} := \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90(\eta f_{tj})^{1/2} \right) \text{ [MPa]}$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

- $\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- $\eta= 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).
- $\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\phi > 6\text{mm}$).ration très préjudiciable.

Et : f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

d- Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :

Afin d'assurer un bétonnage adéquat et de protéger les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, il est nécessaire de respecter les épaisseurs minimales d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments en contact avec un liquide.
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés à la condensation.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

V- Les actions et sollicitations :

Les actions sur une construction sont de deux types : directes et indirectes. Les premières comprennent les forces permanentes, les charges d'exploitation variables, les effets climatiques et les actions accidentelles. Les secondes résultent de phénomènes tels que le retrait et le fluage du béton, les variations de température et les tassements, engendrant contraintes et déformations. Une analyse précise de ces actions est essentielle pour concevoir des structures résistantes et durables.

1- Les actions permanentes "G" :

Elles se caractérisent par une intensité constante ou très variable dans le temps, comprenant :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Les forces (poids, poussée des eaux et des terres).
- Les forces résultant de déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

2- Les actions variables « Q »:

Présentent des fluctuations importantes au fil du temps, conduisant :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

3- Les actions accidentelles « Fa » :

Ces actions provenant de phénomènes rares avec une courte durée :

- Chocs de véhicules, engins de levage.
- Explosions (gaz, bombes...).
- Séismes.
- Vent.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

VI- Conclusion :

En résumé, nous avons examiné les éléments de notre structure ainsi que les propriétés des matériaux à utiliser, en respectant les normes comme le BAEL91 modifié en 1999 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA) pour garantir la conformité et la sécurité du projet. Nous allons maintenant passer au pré-dimensionnement des éléments constitutifs de notre ouvrage dans le prochain chapitre.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II- Introduction :

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

Cela nous permet de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure en se référant au Règlement Parasismique Algérien « RPA », ainsi qu'aux normes « BAEL 91/révisé 99 », Le Code de Béton Armé Algérien « C.B.A.93 » et le Document Technique Réglementaire des Charges et des Surcharges « DTR BC2.2 ».

1- Planchers:

1-1- Pré-dimensionnement :

a- Plancher en corps creux et dalle de compression :

Les planchers sont composés d'une dalle de compression ferraillée en treillis soudées et de corps creux qui reposent sur des poutrelles préfabriquées qui ont disposées selon la petite portée. Ils assurent une isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

-Selon le BAEL (art B.6.8, 424) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

- h_t : L'épaisseur du plancher.
- L_{\max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige :

min (b,h) ≥ 25 cm en zone **IIa** (RPA99 version 2003. [Art 7.4.1])

✓ On a : $L_{\max} = 515 - 25 \Rightarrow L_{\max} = 490 \text{ cm} \Rightarrow ht \geq \frac{490}{22.5} = 21.78 \Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$

➤ Pour les plancher de type $h_t = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$:

- 20 cm : épaisseur de corps creux (Hourdis).
- 4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

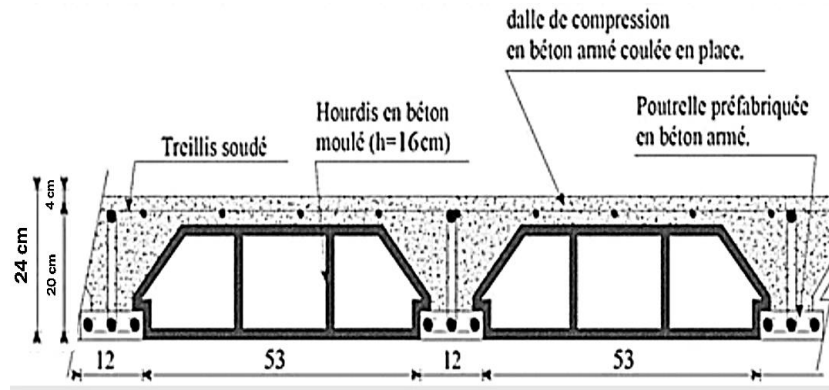


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

b- Planchers en dalle pleine :

Le plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat, appelé dalle pleine, est caractérisé par des armatures de diamètres et de quantités variables en fonction de la longueur de la dalle et de la charge qu'elle doit supporter.

➤ **Condition de résistance au feu :**

- **$e \geq 7\text{cm}$** Pour une heure de coupe-feu.
- **$e \geq 11\text{cm}$** Pour deux heures de coupe-feu.

➤ **Norme de résistance à la flexion) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ρ : l'élanement de la dalle

- **L_x** : la petite portée du panneau sollicité.
- **L_y** : la grande portée du panneau sollicité.

-Selon l'Art A.8.2 ; B.7 ; E.3 de BAEL 91/ 99 :

- Si **$\rho \leq 0,4$** \Rightarrow la dalle porte sur un seul sens :
 - Panneau isolé : **$e\rho \geq \frac{L_x}{20}$**
 - Panneau continu **$e\rho \geq \frac{L_x}{25}$**

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Si $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens :

- Panneau isolé : $ep \geq \frac{Lx}{30}$
- Panneau continu $ep \geq \frac{Lx}{40}$

❖ On a pour la dalle pleine :

Pour : $\rho \geq \frac{170}{380} = 0.44 \Rightarrow 0,4 < 0.44 < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans **les deux sens**.

Donc : $ep \geq \frac{170}{30} = 5.66 \Rightarrow$ On prend : $ep = 15 \text{ cm}$.

2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

A- Charges permanentes :

On a la charge : $G = \rho \times e$

Avec :

- ρ : c'est le poids volumique.
- e : l'épaisseur de l'élément.
-

a- Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse inaccessible :

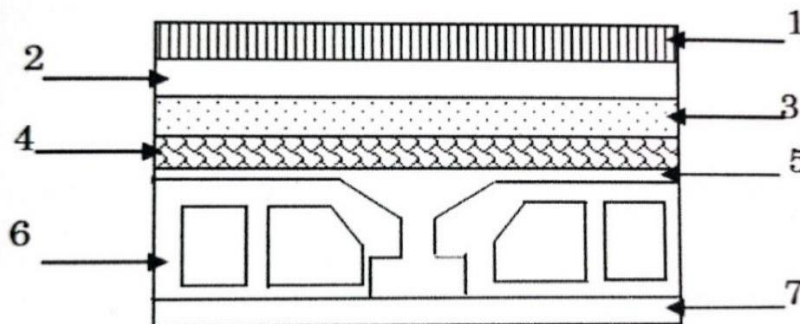


Figure II.2 : coupe de plancher terrasse inaccessible en corps creux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : charges revenants (G) au plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m ³]	Poids surfacique (Charge) [KN/m ²]
1	Couche de gravier.	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente 1%.	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane.	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique.	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux.	0.24	/	3.20
7	Enduit plâtre.	0.02	10	0.20
				G= 6.01

▪ **Plancher étages courants (corps creux) :**

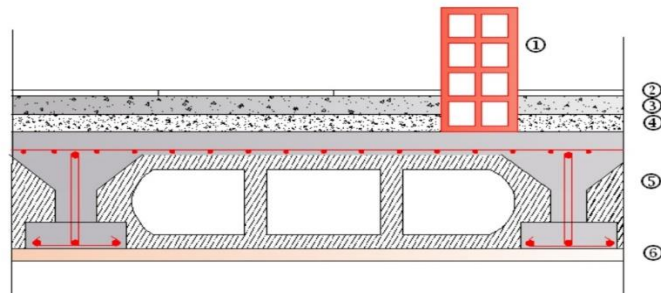


Figure II.2 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

Tableau II.2 : charges revenants (G) au plancher corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m ³]	Poids surfacique (Charge) [KN/m ²]
1	Closions de séparation interne	0,10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	20	0.60
4	Couche de sable	0.03	22	0.66
5	Plancher en corps creux	0.24	/	3.20
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G= 5.96

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

▪ **Plancher en dalle Pleine :**

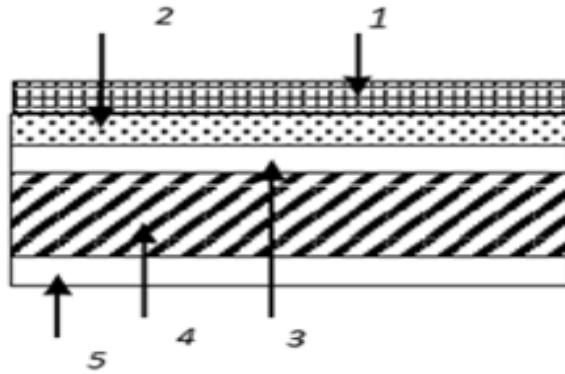


Figure II.3 : Coupe de plancher dalle pleine.

Tableau II.3 : charges revenants (G) au plancher dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m ³]	Poids surfacique (Charge) [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en dalle pleine.	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G= 5.61

b- **Charges permanentes revenant à la maçonnerie :**

▪ **Mur extérieur :**

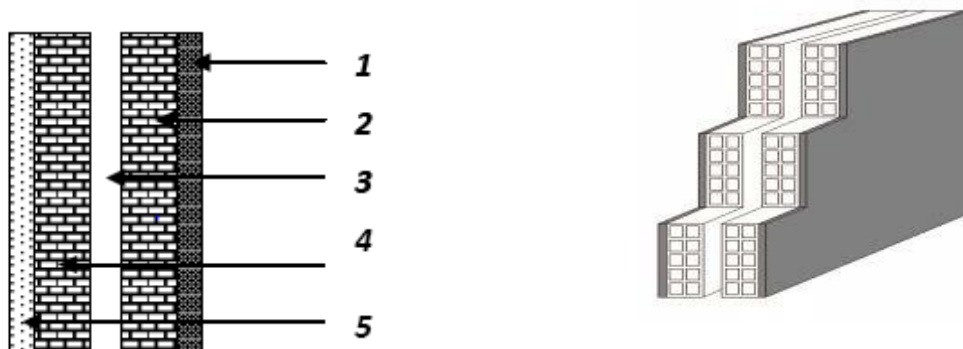


Figure II.4 : Coupe verticale du mur extérieur.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.4 : charges revenants (G) aux murs extérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m ³]	Poids surfacique (Charge) [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0,10	09	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G= 2,36

- **L'acrotère :**
- **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0.7 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2) + (0.05 \times 0.1)$$

$$S = 0.0775 \text{ m}^2$$

Figure II.6 : Coupe verticale de l'acrotère

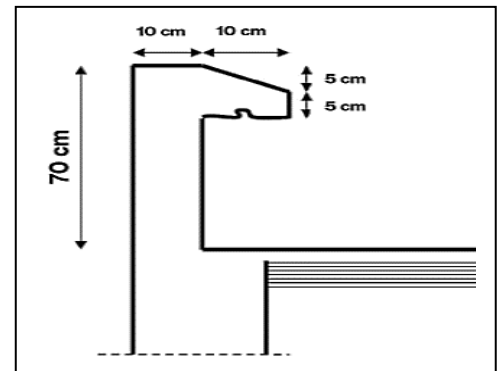


Tableau II.5 : charges revenants à l'acrotère

Désignation	Surface [m ²]	Poids Volumique [KN/m ³]	Charge permanente (G) [KN/ml]
Acrotère	0.0775	25	1.94

B- Les surcharges d'exploitations : (Données par le D.T.R.B.C2, 2)

Tableau II.6 : charges d'exploitation.

Désignation	Charge Q [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant	1,50
Balcon	3,50
Acrotère	1,00
Escalier	2,50

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

3- Poutres :

Les poutres en béton armé sont des éléments porteurs horizontaux qui assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux tels que les poteaux et les voiles. Dans les constructions en béton armé, on distingue les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

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

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

-La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur **b** de la poutre doit être : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L_{\max} : La longueur entre nue maximal de la porter.

- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.

❖ Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1) :

-La hauteur **h** de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$.

-La largeur **b** de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$

-Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

▪ Les poutres principales (les porteuses) :

On : $L_{\max} = 585 - 25 = 560 \text{ cm}$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37,33 \leq h \leq 56,00 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \checkmark$$

Pour : $h = 40 \text{ cm}$

$$40 \times 0.4 \leq b \leq 40 \times 0.7 \Rightarrow 16,00 \leq b \leq 28,00 \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \checkmark$$

$$\text{Et} : \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \checkmark$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

▪ Les poutres secondaires :

On : $L_{\max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$.

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33.00 \leq h \leq 49.50 \Rightarrow \mathbf{h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \checkmark}$$

Pour : $h = 35 \text{ cm}$

$$35 \times 0.4 \leq b \leq 35 \times 0.7 \Rightarrow 14.00 \leq b \leq 24.50 \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \checkmark}$$

$$\underline{\text{Et}} : \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = \mathbf{1,16 < 4 \checkmark}$$

▪ Les poutres de chainages :

On : $L_{\max} = 350 - 20 = 330 \text{ cm}$.

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33 \leq h \leq 32,00 \Rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \checkmark}$$

Pour : $h = 30 \text{ cm}$

$$30 \times 0.4 \leq b \leq 30 \times 0.7 \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \Rightarrow \mathbf{b = 20 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \checkmark}$$

$$\underline{\text{Et}} : \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = \mathbf{1,50 < 4 \checkmark}$$

4- Les voiles :

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

Selon le RPA 99/modifié 2003, Article [7.7.1], les éléments considérés comme voiles doivent répondre à la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

- L : portée min des voiles
- a : épaisseur des voiles

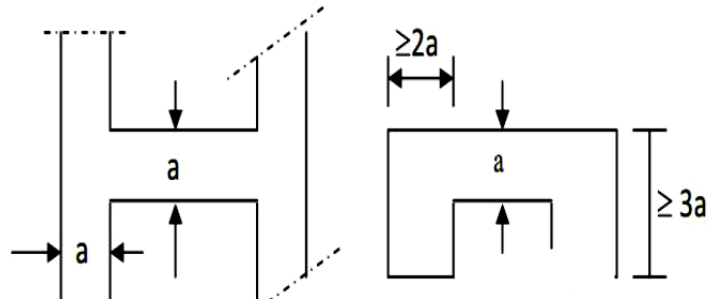
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

▪ **Épaisseur des voiles :**

Il est nécessaire de déterminer l'épaisseur des voiles en fonction de la hauteur de l'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Cette épaisseur peut être calculée en utilisant la formule :

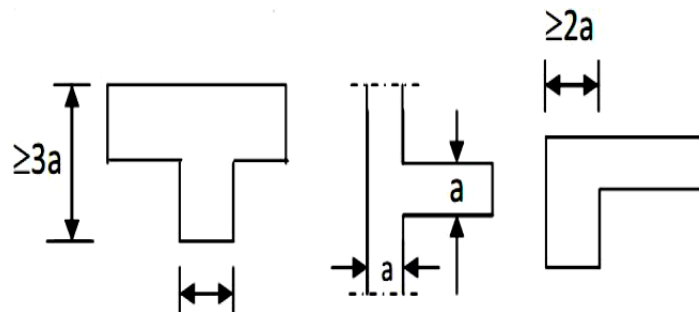
$$h_e = h - e_p^{\text{dalle}}$$

1^{er} cas :



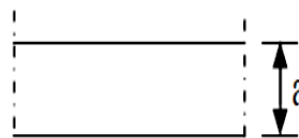
$$a \geq \frac{h}{25}$$

2^{eme} cas :



$$a \geq \frac{h}{22}$$

3^{eme} cas :



$$a \geq \frac{h}{20}$$

Figure II.7. Coupes des voiles en plan.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

▪ Voile d'étage courant :

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

• Selon le 1^{er} cas:

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{276}{25} = 11.04 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } a = 15 \text{ cm.}$$

• Selon le 2^{eme} cas:

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{276}{22} = 12.55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } a = 15 \text{ cm.}$$

▪ Voile pour le RDC (étage de service) :

$$h_e = 357 - 30 = 327 \text{ cm.}$$

• Selon le 1^{er} cas:

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{327}{25} = 13.08 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } a = 15 \text{ cm.}$$

• Selon le 2^{eme} cas:

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{327}{22} = 14.86 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } a = 20 \text{ cm.}$$

▪ Vérification des exigences du RPA :

Sont considérés comme voiles de contreventement, les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \quad \Rightarrow \quad L = 100 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Donc :

Par conséquent, notre choix se porte sur les dimensions suivantes :

-On a $a_{\max} = 20 \text{ cm}$ donc on optera pour :

- Epaisseur de voile de contreventement : $a = 20 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Longueur de voile minimale : $L = 80 \text{ cm}$

5- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé qui ont généralement une forme carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales (verticales) qui renforcent la résistance du béton à la compression, il y a aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en utilisant l'ELS en compression simple, en supposant que seule la force normale N_s est supportée par le béton. On procédera ensuite au calcul de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

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

$$N_s = G + Q$$

- La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

$\overline{\sigma}_{bc}$ = : Contrainte de compression admissible du béton. $\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

▪ Étapes de pré-dimensionnement :

- Sélection du poteau le plus sollicité.
- Évaluation de la surface supportée par le poteau le plus sollicité.
- Identification des charges permanentes et d'exploitation attribuées à ce poteau.

Il est impératif que les dimensions de la section transversale des poteaux respectent les normes du RPA99 version 2003. [Art 7.4.1].

-En zone IIa les dimensions doivent satisfaire la condition suivante : **Min (b_1, h_1) $\geq 25 \text{ cm}$**

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

6- Descente de charge :

Pour évaluer les charges et surcharges, il est nécessaire de calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge provenant de chaque étage, jusqu'à la fondation. En général, les charges sont réparties en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poteau - voile), appelées surfaces d'influence.

a- Surface d'influence :

▪ Section nette :

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

- $S1 = a \times b \Rightarrow S1 = 1.60 \times 2.57$

$$S1 = 4.12 \text{ m}^2.$$

- $S2 = (B + b) \times \frac{h}{2} \Rightarrow S2 = (2.12 + 2.57) \times \frac{2.45}{2}$

$$S2 = 5.75 \text{ m}^2.$$

- $S3 = (B + b) \times \frac{h}{2} \Rightarrow S3 = (2.34 + 2.78) \times \frac{2.45}{2}$

$$S3 = 6.30 \text{ m}^2.$$

- $S4 = a \times b \Rightarrow S4 = 1.60 \times 2.34$

$$S4 = 3.75 \text{ m}^2.$$

du poteau.

Donc: $S_n = 4.12 + 5.75 + 6.30 + 3.75 \Rightarrow S_n = 19.92 \text{ m}^2.$

▪ Section brute :

$$S_b = (1.60 + 0.30 + 2.45) \times (2.34 + 0.30 + 2.57) \Rightarrow S_b = 22.66 \text{ m}^2.$$

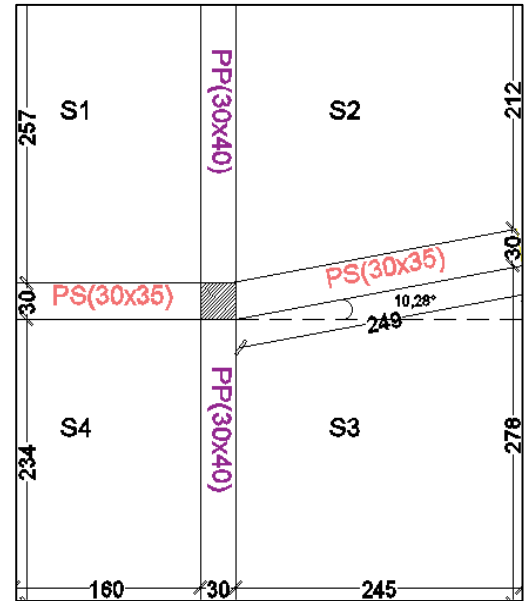


Figure II.8 : Surface d'influence

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

b- Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

1- Les planchers :

On utilise cette formule suivante pour calculer le poids d'un plancher : $P = G \times S_n$

Avec :

- **P** : le poids propre de ce plancher
- **G** : charge surfacique revenant au plancher
- **S_n** : la section nette

-Plancher terrasse inaccessible: $P = 6.01 \times 19.92 \Rightarrow P = 119.72 \text{ KN}$.

-Plancher étage courant: $P = 5.96 \times 19.92 \Rightarrow P = 118.72 \text{ KN}$.

- Les poutres :

Il faut multiplier le poids volumique du matériau par son volume pour calculer le poids propre d'une poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \rho \times V$$

Avec :

- **ρ** : poids volumique du matériau [30 KN/m³].
- **V** : volume de l'élément.

-Poutre principale : $P_{pp} = 25 \times [(0.30 \times 0.40) \times (2.57 + 0.30 + 2.34)] \Rightarrow P_{pp} = 15.63 \text{ KN}$.

-Poutre secondaire : $P_{ps} = 25 \times [(0.30 \times 0.35) \times (1.60 + 2.49)] \Rightarrow P_{ps} = 10.74 \text{ KN}$.

D'où : $P_{\text{poutre}} = P_{pp} + P_{ps} \Rightarrow P_{\text{poutre}} = 15.63 + 10.74 \Rightarrow P_{\text{poutre}} = 26.37 \text{ KN}$.

2- Les poteaux :

Selon Art 7.4.1 de RPA99/2003, en zone IIa, la section de poteau B elle est prise à 25 x 25 cm² au minimum.

On doit multiplier la section de poteau par le poids volumique par la hauteur d'étage pour calculer le poids propre d'un poteau :

$$P_{\text{poteaux}} = (S \times \rho) \times h_e.$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Avec :

- **S** : section des poteaux en zone IIa ≥ 25 cm (RPA 99/version 2003).
 - **ρ** : poids volumique du béton.
 - **he** : hauteur d'étage.
- **Poteau de RDC** : $he = 3.57 - 0.40 \Rightarrow he = 3.17$ m.

$$P_{RDC} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.17 \Rightarrow P_{RDC} = 4.95 \text{ KN.}$$

- **Poteau d'étage courant** : $he = 3.06 - 0.4 \Rightarrow he = 2.66$ m

$$P_{courant} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 2.66 \Rightarrow P_{courant} = 4.15 \text{ KN.}$$

c- Surcharge d'exploitation :

La surface d'influence : 19.92 m^2

-Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 19.92 = 19.92 \text{ KN}$

-Plancher d'étages courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.50 \times 19.92 = 29.88 \text{ KN}$

d- Loi de dégression des surcharges [DTR.B.C.2.2 ; Art6.3] :

Puisqu'il est peu fréquent que toutes les charges d'exploitation se manifestent en même temps, il est essentiel d'appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation lorsque le nombre de niveaux est égal ou supérieur à 5 [$n \geq 5$].

Comme notre ouvrage est constitué de 9 étages [$9 > 5$], il est donc nécessaire d'utiliser cette méthode :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Note : Le coefficient ($\frac{3+n}{2n}$) étant valable pour [$n \geq 5$].

Avec :

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

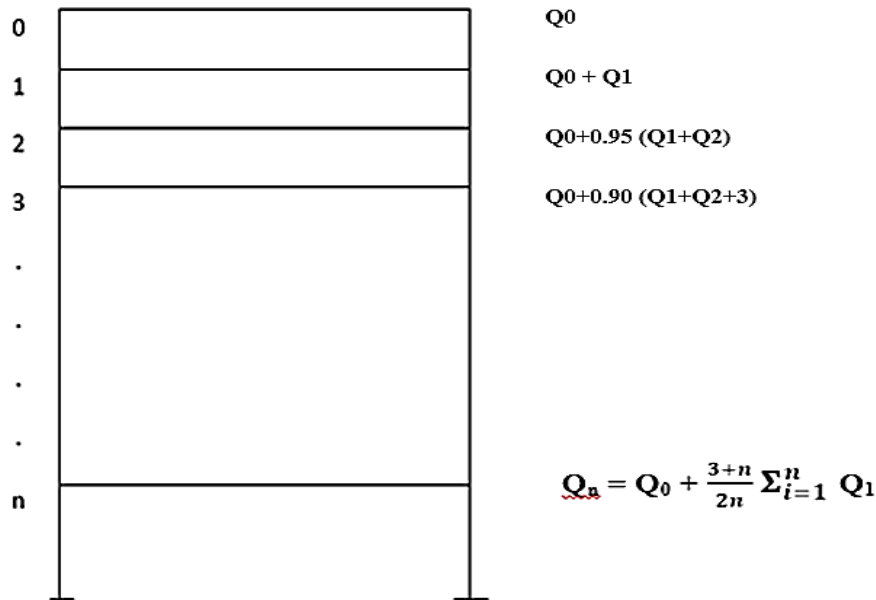


Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

1- Les Surcharges Cumulées :

Terrasse inaccessible : $Q_0 = 19.92 \text{ KN}$

8^{ème} niveau = $Q_0 + Q_1 = 19.92 + 1 \times 29.88 = 49.80 \text{ KN}$

7^{ème} niveau = $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 19.92 + 0.95 (2 \times 29.88) = 76.69 \text{ KN}$

6^{ème} niveau = $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 19.92 + 0.90 (3 \times 29.88) = 100.60 \text{ KN}$

5^{ème} niveau = $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 19.92 + 0.85 (4 \times 29.88) = 121.51 \text{ KN}$

4^{ème} niveau = $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 19.92 + 0.8 (5 \times 29.88) = 139.44 \text{ KN}$

3^{ème} niveau = $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 19.92 + 0.75 (6 \times 29.88) = 154.38 \text{ KN}$

2^{ème} niveau = $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 19.92 + 0.714 (7 \times 29.88) =$

169.26 KN

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$1^{\text{ème}} \text{ niveau} = Q_0 + 0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 19.92 + 0.69 (8 \times 29.88) = 184.88 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 19.92 + 0.67 (9 \times 29.88) = 205.40 \text{ KN}$$

▪ **Tableau récapitulatif de la descente des charges :**

Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poteaux

Niveau x	Charges permanentes (KN)					Effort Normal (KN)	Section (cm ²)		
	P _{plancher}	P _{poutre}	P _{poT}	G _{tot}	G _{comulé}	Q _C	N _s = G _C +Q _C	s ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section minimal
Terrasse	119.72	26.37	0	146.09	146.09	19.92	169.01	112.67	25×25
8 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	295.33	49.80	345.13	230.09	25×25
7 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	444.57	76.69	521.26	347.51	25×25
6 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	593.81	100.60	694.41	462.94	25×25
5 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	743.05	121.51	864.56	576.37	25×25
4 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	892.29	139.44	1031.73	687.82	30×30
3 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	1041.53	154.38	1195.91	797.27	30×30
2 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	1190.77	169.26	1360.03	906.69	35×35
1 ^{ème}	118.72	26.37	4.15	149.24	1340.01	184.88	1524.89	1016.59	35×35
RDC	118.72	26.37	4.95	149.24	1489.25	205.40	1694.65	1129.77	35×35

2- **Vérification :**

▪ **Vérification des sections selon [RPA 99/Art 7.4.1]:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes : le RPA99 /version 2003 [Art7.4.1].

- Min (b, h) ≥ 25 [cm] en zone IIa ;

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Tableau.II.8 : Vérification des conditions

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	
25×25	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 25 = 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.30 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1 < 4$	
30×30	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 30 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.30 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35×35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{317}{20} = 15.85 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	

-D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- RDC + niveau 1, 2 ⇒ (35×35)
- Niveau 3, 4 ⇒ (30×30)
- Niveau 5, 6, 7, 8, Terrasse ⇒ (25×25)

▪ **Vérification de la condition de non flambement des poteaux : [CBA art B.8.3]**

La stabilité d'un poteau élancé est essentielle pour éviter tout risque de flambement. Ce phénomène d'instabilité transversale peut se produire lorsque le poteau est soumis à une

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

compression. Afin de garantir la sécurité de la structure, il est important de vérifier que l'élanement du poteau ne dépasse pas 50.

Cette vérification doit prendre en compte la longueur de flambement, les caractéristiques géométriques de la section et la nature des appuis.

En respectant ces critères, on peut prévenir efficacement les problèmes liés au flambement.

-On doit vérifier la condition suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

- λ : Elancement du poteau ;
- L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 \times L_0$)..... [CBA.93/ B.8.3.3.1].
- $L_0 = h_e =$ Longueur libre du poteau.
- i : Rayon de giration $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{b \times h}}$ [CBA.93/ art B.8.4.1]
- I : Moment d'inertie du poteau : $I_x = \frac{b \times h^3}{12}$, $I_y = \frac{h \times b^3}{12}$.

Avec : $[b = h] \Rightarrow I = \frac{b^4}{12}$

Donc : $\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_x}{b \times h}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \Rightarrow \lambda = 0.7L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \leq 50$

Tableau II.13 : Vérifications au flambement.

Niveaux	Poteaux	L_0 [m]	b [m]	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	(35×35)	3.17	0.35	21.96	Condition vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme}	(35×35)	2.66	0.35	18.43	Condition vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	(30×30)	2.66	0.30	21.50	Condition vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , Terrasse	(25×25)	2.66	0.25	25.80	Condition vérifiée

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

7- Conclusion :

Afin que le pré-dimensionnement des éléments structuraux terminé et toutes les vérifications nécessaires effectuées, nous avons choisi les sections suivantes :

- Hauteur de plancher en corps creux : $ht = 20 + 4 = 24$ cm.
- Epaisseur de dalle pleine : $e = 15$ cm
- Epaisseur des voiles : $ep = 20$ cm

-Sections des poutres :

- Poutres principales : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×35) cm².
- Poutre de chaînage (20×30) cm².

-Sections des poteaux :

- Poteaux du RDC, 1^{er}, 2^{ème} : (35×35) cm².
- Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} étage : (30×30) cm².
- Poteaux 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage + Terrasse: (25×25) cm².

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1- Les planchers :

Introduction :

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

Le calcul sera effectué selon les règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

1-1- Calcul des planchers en corps creux :

a- Dalle de compression

Dans mon projet, les planchers sont constitués de corps creux d'une épaisseur totale de **(20+4) cm**. Ces planchers se composent de poutrelles en forme de T espacées de **65 cm**, de corps creux servant de coffrage perdu et d'isolant phonique et thermique d'une hauteur de **20 cm**, ainsi que d'une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) .

Selon le [BAEL B.6.8.423] le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est renforcé par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Ce renforcement permet de limiter les risques de fissuration par retrait, de résister aux charges appliquées et de répartir efficacement les charges entre les poutrelles voisines.

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \Rightarrow \underline{\text{Pour}} : l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \Rightarrow \underline{\text{Pour}} : 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

- A_{\perp} : [cm²] par mètre linéaire.
- **L**: entre axes des poutrelles [cm].
- **fe**: Limite d'élasticité de l'acier utilisé [MPa].

-Dans notre cas : L = 65cm et fe = 520 MPa

$$\text{D'où : } A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

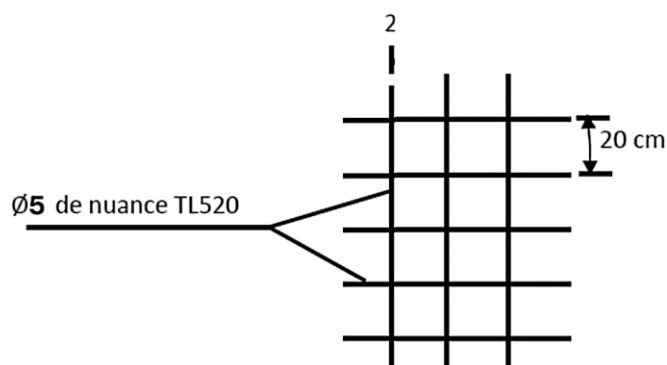


Figure III.1.1 : Treillis soudées de (15x15) cm².

On opte pour : **4 HA5 = 0.78 cm² / ml**, avec un espacement de 20 cm (**e = 20cm**).

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

donc : On opte pour : **4 HA5 = 0.78 cm² / ml** , avec un espacement de 20 cm (**e = 20cm**)

2- Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres de section rectangulaire de dimensions (12x4) cm², simplement appuyées sur leurs deux extrémités. Elles travaillent en flexion simple et sont conçues de manière à supporter non seulement leur propre poids, mais aussi le poids des corps creux et le poids de la main-d'œuvre

▪ **Placement des poutrelles :**

Le placement des poutrelles se fait en respectant deux critères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens ayant le plus grand nombre d'appuis. Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Leurs calculs de se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Apres coulage de la dalle de compression.

• Dimensionnement des poutrelles :

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

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

b : Distance entre axe des poutrelles

$h = (20+4)$: hauteur du plancher en corps creux.

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

b_1 : est le débord

Avec : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} \Rightarrow b_1 = 26.50\text{ cm}.$

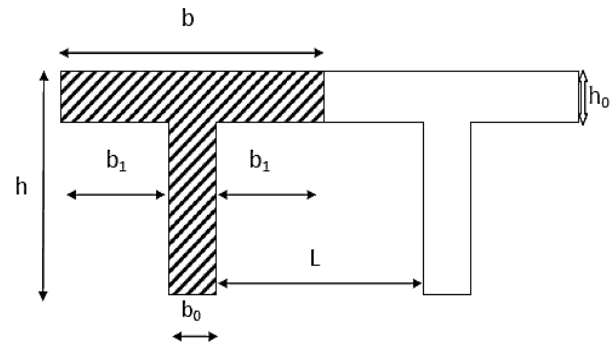


Figure III.1.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.

a- 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée sur les deux poutres principales qui doivent supporter

- Le poids du corps creux évalué à $0,95\text{ [KN/m}^2\text{]}$.
- La surcharge de l'ouvrier évaluée à 1 [KN/ml] .

▪ Chargement :

-Poids propre de la poutrelle : $G_{\text{poutrelle}} = b \times h \times \rho = 0.12 \times 0.04 \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutrelle}} = 0.12\text{ KN/ml}.$

- Poids du corps creux : $G_{\text{cc}} = 1 \times \rho_{\text{cc}} = 0.65 \times 0.95 \Rightarrow G_{\text{cc}} = 0.62\text{ KN/ml}$

Avec : $l=65\text{ cm} \Rightarrow$ longueur de l'hourdis.

• On a : $G = G_{\text{poutrelle}} + G_{\text{cc}} = 0.12 + 0.62 \Rightarrow G_1 = 0.74\text{ KN/ml}$

-Charge permanente : $G_1 = 0,74\text{ KN/ml}.$

-Charge d'exploitation : $Q_1 = 1\text{KN/ml}.$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Calcul de ferrailage a l'état limite ultime:

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée est selon XX)

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) \quad \Rightarrow \quad q_u = 2.50 \text{ KN/ml}$$

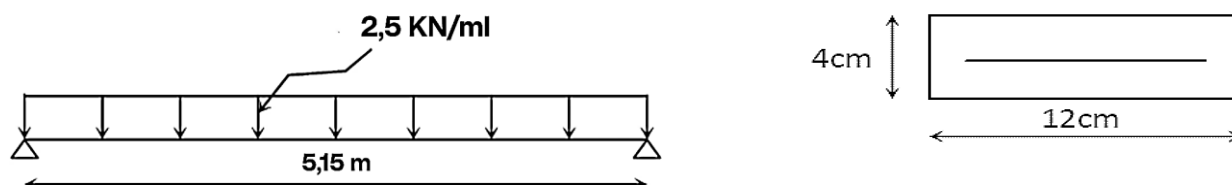


Figure III.1.3 : schéma statique de la poutrelle.

- Moment en travée: $M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.15^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_u = 8.29 \text{ KN.m.}$

- Effort tranchant : $T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.15}{2} \quad \Rightarrow \quad T_u = 6.44 \text{ KN.}$

- Calcul de la section d'armature :

-Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

-La hauteur $d = h - c = 4 - 2 \quad \Rightarrow \quad d = 02 \text{ cm.}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.29 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.20} \quad \Rightarrow \quad \mu_b = 12.16 > 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section doublement armée}$$

[SDA ($A' \neq 0$)].

Remarque :

Les dimensions réduites de la poutrelle (12×4) rendent impossible la réalisation de deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires, espacés de 80 à 120 cm, afin de l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Espacement entre étais :

On calcule le moment limite qui correspond à une section simplement armée :

$$M_l = \mu \times b \times d^2 \times f_{bu} \Rightarrow M_l = 0.392 \times 0.12 \times 0.02^2 \times 14.20 \times 10^6 \Rightarrow M_l = 0.267 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On a aussi } M_l = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow l^2 = \frac{M_l \times 8}{q_u} \Rightarrow l = \sqrt{\frac{M_l \times 8}{q_u}} \Rightarrow l = \sqrt{\frac{0.267 \times 8}{2.50}} = 0.924 \Rightarrow$$

On opte : $l = 90 \text{ cm}$

b- 2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, il sera nécessaire de calculer la poutrelle comme une poutre en T continue sur plusieurs appuis. Cette poutrelle sera partiellement encastrée à ses deux extrémités et travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

▪ Chargement :

• Plancher terrasse inaccessible :

- Poids propre de plancher : $G = 6.01 \times 0.65 = 3.91 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

- Poids de plancher : $G = 5.96 \times 0.65 = 3.87 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$

▪ Combinaison des charges :

• Plancher terrasse inaccessible :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.91) + (1.5 \times 0.65) = 6.25 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.91 + 0.65 = 4.56 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.87) + (1.5 \times 0.98) = \mathbf{6.69 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.87 + 0.98 = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml}}$$

Remarque :

La charge appliquée à l'étage courant est plus importante que celle de la terrasse inaccessible, alors pour cette raison il y'a lieu de menée les calculs pour l'étage courant.

- **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés selon les types de plancher à l'aide les méthodes suivantes :

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode des trois moments.

1- Méthode forfaitaire : [BAEL 91 .Art B.6.2, 210].

En plus de la condition énoncée dans [l'art B.2.1] pour les constructions courantes $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/ml})$ cette méthode ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) qui remplissent les critères suivants :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
- De plus, la fissuration ne compromet pas la résistance du béton armé ni celle de ses revêtements.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25**.

a- $2G = 2 \times 3.87 \Rightarrow 2G = \mathbf{7.74 \text{ KN/ml}}$ avec : $Q = 0.98 \text{ KN/ml}$

Donc : $Q = 0.98 \leq \min(7.74 ; 5 \text{ KN/ml})$ ✓

b- Toutes les travées (section transversale) ont un même moment d'inertie. ✓

c- La fissuration est non préjudiciable. ✓

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

d- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

-Puisque le plancher d'étage courant est constitué de plusieurs types (9 types) de poutrelle donc je dois vérifier toutes ces types.

Note : Le plancher de niveau 1 comporte six types de poutrelles.

- **Type 3 : la portée [5-1] :**

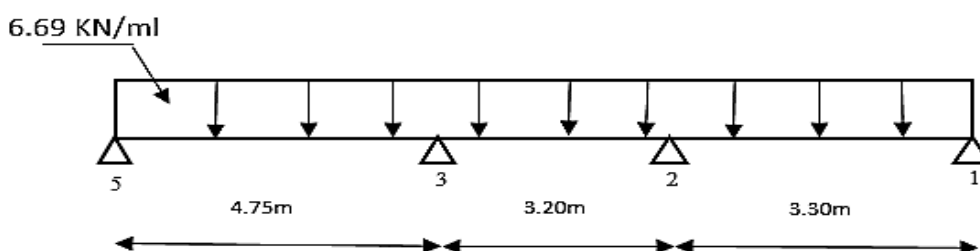


Figure III.1.4 : Schéma d'une poutrelle a 4 appuis

$$0.80 < \frac{3.30}{3.20} = 1.03 < 1.25 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier.}$$

$$0.80 < \frac{3.20}{4.75} = 0.67 < 1.25 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifier.}$$

Remarque :

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Conformément à l'Annexe E2 du BAEL, si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on appliquera une autre méthode. Par conséquent, dans notre cas, le calcul sera effectué avec la méthode de Caquot minorée.

2- Méthode Caquot minoré :

-On prend la même condition que celle de la méthode forfaitaire : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/ml})$.

-Selon le [BAEL91/99 Art B.6.2, 210] la méthode de Caquot minoré consiste à appliquer la méthode de Caquot avec une simple modification. Il faut simplement réduire la charge permanente G et la remplacer par $G' = 2/3G$ dans les calculs des moments aux appuis uniquement.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ **Evaluation des moments :**

• **Moments sur appuis :**

-Pour la charge répartie :

$$M_a = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

-Pour la charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l'_g{}^2) + (K_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{l'_g + l'_d}$$

Avec :

- l'_d et l'_g longueur fictives.
- q_d ; q_g : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- $l' = 0,8 \times l$: travée intermédiaire.
- $l' = l$: travée de rive.

▪ **Evaluation des efforts tranchants :** $V(x) = V_0(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$

$$V_w = V_{0w} + \frac{M_e - M_w}{l_i}$$

$$V_e = V_{0e} + \frac{M_e - M_w}{l_i}$$

Avec : $V_0(x) = q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times x$

Si en remplace : $x = 0 \Rightarrow V_{0w}(0) = q_u \times \frac{l_i}{2}$

$x = l_i \Rightarrow V_{0e}(x) = -q_u \times \frac{l_i}{2}$

Avec:

$$\left\{ V_0(l_i) = q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times l_i = q_u \times \left(\frac{l_i - 2l_i}{2} \right) \Rightarrow V_0(l_i) = -q_u \times \frac{l_i}{2} \right\}$$

Et pour : $V(x) = 0 \Rightarrow V_0(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} = 0 \Rightarrow q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} = 0$

$$x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times l_i}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Moments en travée :**

$$M_t(X) = V(X) + M_i \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_{i+1} \times \frac{X}{L}$$

$$\Rightarrow M_t(x) = \frac{q_u \times x}{2} (1 - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

Avec :

- M_w : la valeur du moment en appuis de gauche de la travée considérée.
- M_e : la valeur du moment en appui de droite de la travée considérée.
- V_{0w}, V_{0e} : effort tranchant sur les appuis des travées de référence en valeur algébrique.
- L : la portée de la travée considérée

Note :

- $q_u^{\text{réduit}} = 1,35 \times \left(\frac{2}{3}G\right) + 1,5 \times Q$
- $q_u^{\text{réel}} = 1,35G + 1,5Q$

- **Type 1 : La poutre repose sur 4 appuis :**

- **Travée 9-8 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis :

Avec : $L'_w = l = 2.50 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.50 = 2,80 \text{ m}$$

$M_9 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_8 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L_w'^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L_e'^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 2.50^3) + (-4.95 \times 2,80^3)}{8,5(2.50 + 2,80)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -4.13 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13 - 0}{2.50} \Rightarrow V_w = 6.71 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13 - 0}{2.50} \Rightarrow V_e = -10.01 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13 - 0}{6.69 \times 2.50} \Rightarrow X = 1.00 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Moment en travée :

$$M_{t9-8}(1.00) = \frac{6.69 \times 1}{2} (2.50 - 1) + 0 \times \left(1 - \frac{1}{2.50}\right) - 4.13 \times \left(\frac{1}{2.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t9-8}(1.00) = 3.37 \text{ KN.m}$$

- Travée 8-7 : (travée intermédiaire)

-Moments aux appuis :

$$\text{Avec : } L'_w = 0,8 \times 3.50 = 2.80 \text{ m}$$

$$L'_e = 2.95 \text{ m}$$

$$M_8 = -4.13 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 2.80^3) + (-4.95 \times 2.95^3)}{8,5(2.80 + 2.95)}$$

$$\Rightarrow M_7 = -4.82 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-4.82 + 4.13}{3.50} \Rightarrow V_w = 11.51 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-4.82 + 4.13}{3.50} \Rightarrow V_e = -11.90 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-4.82 + 4.13}{6.69 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.72 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{8-7}(1.72) = \frac{6.69 \times 1.72}{2} (3.50 - 1.72) - 4.13 \times \left(1 - \frac{1.72}{3.50}\right) - 4.82 \times \left(\frac{1.72}{3.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{8-7}(1.72) = 5.77 \text{ KN.m.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Travée 7-6** : (travée de rive)

-Moments aux appuis :

$$M_7 = -4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{2.95}{2} + \frac{-0 + 4.82}{2.95} \Rightarrow V_w = 11.50 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{2.95}{2} + \frac{-0 + 4.82}{2.95} \Rightarrow V_e = -8.23 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{2.95}{2} + \frac{-0 + 4.82}{6.69 \times 2.95} \Rightarrow X = 1.75 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t7-6}(1.75) = \frac{6.69 \times 1.75}{2} (2.95 - 1.75) - 4.82 \times \left(1 - \frac{1.75}{2.95}\right) - 0 \times \left(\frac{1.75}{2.95}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t7-6}(1.75) = 5.06 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.1.1 : Les efforts internes de la poutrelle de type 1.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
9-8	0	-4.13	6.71	-10.01	1.00	3.37
8-7	-4.13	-4.82	11.51	-11.90	1.72	5.77
7-6	-4.82	0	11.50	-8.23	1.75	5.06

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Diagramme**

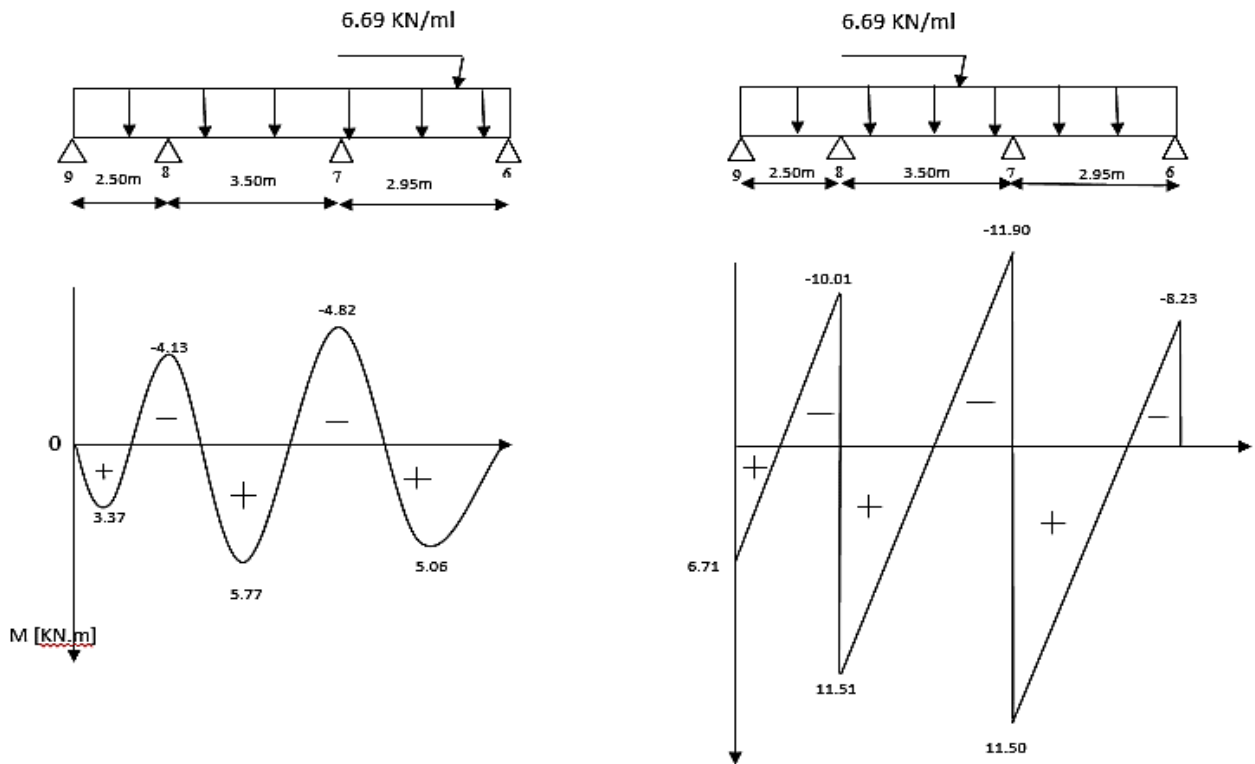


Diagramme III.1.1 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

- **Type 2 : La poutre repose sur 2 appuis :**

- **Travée J-I :**

- **-Moments aux appuis :**

Avec : $l = 4.25 \text{ m}$

$$M_J = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0 \text{ KN.m}$$

- **-Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_w = 6.69 \times \frac{4.25}{2} + \frac{0+0}{4.25} \Rightarrow V_w = 14.22 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{4.25}{2} + \frac{0+0}{4.25} \Rightarrow V_e = -14.22 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.25}{2} + \frac{-0-0}{6.69 \times 4.25} \Rightarrow X = 2.125 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Moment en travée :

$$M_{tj-1}(2.125) = \frac{6.69 \times 2.125}{2} (4.25 - 2.125) - 0 \times \left(1 - \frac{2.125}{4.25}\right) - 0 \times \left(\frac{2.125}{4.25}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tj-1}(2.125) = 15.10 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.2 : Les efforts internes de la poutrelle de type 2

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
J-I	0	0	14.22	-14.22	2.125	15.10

• Diagramme

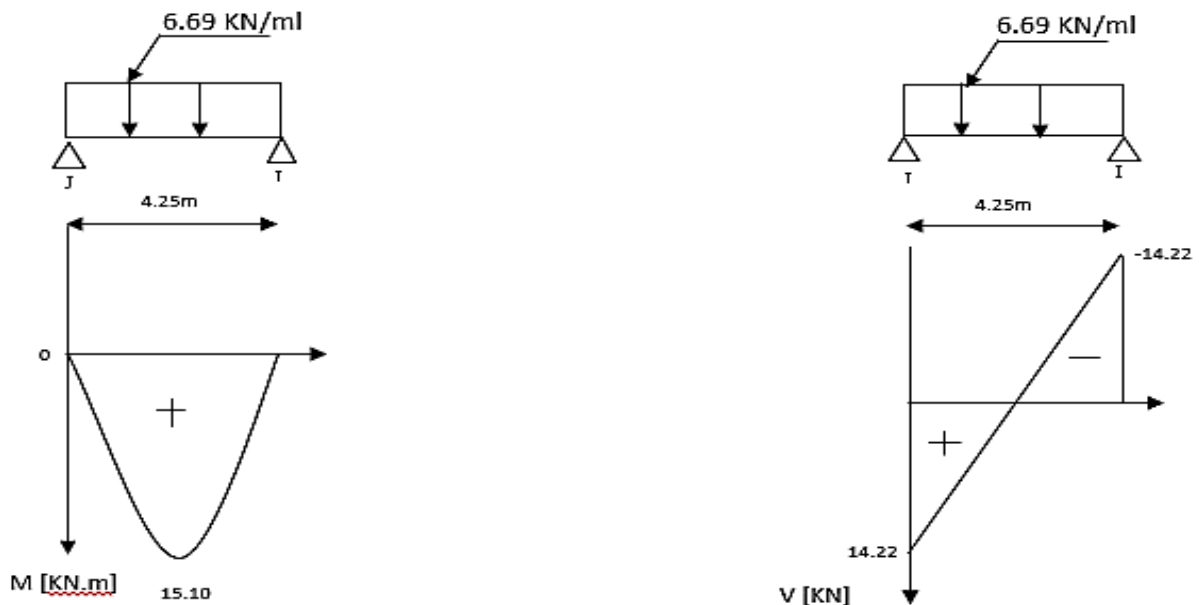


Diagramme III.1.2 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

• Type 3 : La poutre repose sur 4 appuis :

- Travée 5-3 : (travée de rive)

-Moments aux appuis :

Avec : $L'_w = 4.75 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_5 = -6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 4.75^3) + (-4.95 \times 2.56^3)}{8,5(4.75 + 2.56)}$$

$$\Rightarrow M_3 = -9.87 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{4.75}{2} + \frac{-9.87 + 0}{4.75} \Rightarrow V_w = 13.80 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{4.75}{2} + \frac{-9.87 + 0}{4.75} \Rightarrow V_e = -17.97 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.75}{2} + \frac{-9.87 + 0}{6.69 \times 4.75} \Rightarrow X = 2.06 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t5-3}(2.06) = \frac{6.69 \times 2.06}{2} (4.75 - 2.06) - 0 \times \left(1 - \frac{2.06}{4.75}\right) - 9.87 \times \left(\frac{2.06}{4.75}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t5-3}(2.06) = 14.25 \text{ KN.m}$$

- Travée 3-2 : (travée intermédiaire)

-Moments aux appuis :

$$\text{Avec : } L'_w = 0,8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m}$$

$$L'_e = 3.30 \text{ m}$$

$$M_3 = -9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 2.56^3) + (-4.95 \times 3.30^3)}{8,5(2.56 + 3.30)}$$

$$\Rightarrow M_2 = -5.24 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-5.24 + 9.87}{3.20} \Rightarrow V_w = 12.15 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-5.24 + 9.87}{3.20} \Rightarrow V_e = -9.26 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.20}{2} + \frac{-5.24 + 9.87}{6.69 \times 3.20} \Rightarrow X = 1.82 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t_{3-2}}(1.82) = \frac{6.69 \times 1.82}{2} (3.20 - 1.82) - 9.87 \times \left(1 - \frac{1.82}{3.20}\right) - 5.24 \times \left(\frac{1.82}{3.20}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t_{3-2}}(1.82) = 1.16 \text{ KN.m}$$

- Travée 2-1 : (travée de rive)

-Moments aux appuis :

$$M_2 = -5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.30}{2} + \frac{0 + 5.24}{3.30} \Rightarrow V_w = 12.63 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.30}{2} + \frac{0 + 5.24}{3.30} \Rightarrow V_e = -9.45 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.30}{2} + \frac{0 + 5.24}{6.69 \times 3.30} \Rightarrow X = 1.89 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t_{2-1}}(1.89) = \frac{6.69 \times 1.89}{2} (3.30 - 1.89) - 5.24 \times \left(1 - \frac{1.89}{3.30}\right) - 0 \times \left(\frac{1.89}{3.30}\right) \Rightarrow$$

$$M_{t_{2-1}}(1.89) = 6.68 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.3 : Les efforts internes de la poutrelle de type 3

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
5-3	0	-9.87	13.80	-17.97	2.06	14.25
3-2	-9.87	-5.24	12.05	-9.26	1.80	1.16
2-1	-5.24	0	12.81	-9.45	1.89	6.68

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Diagramme :**

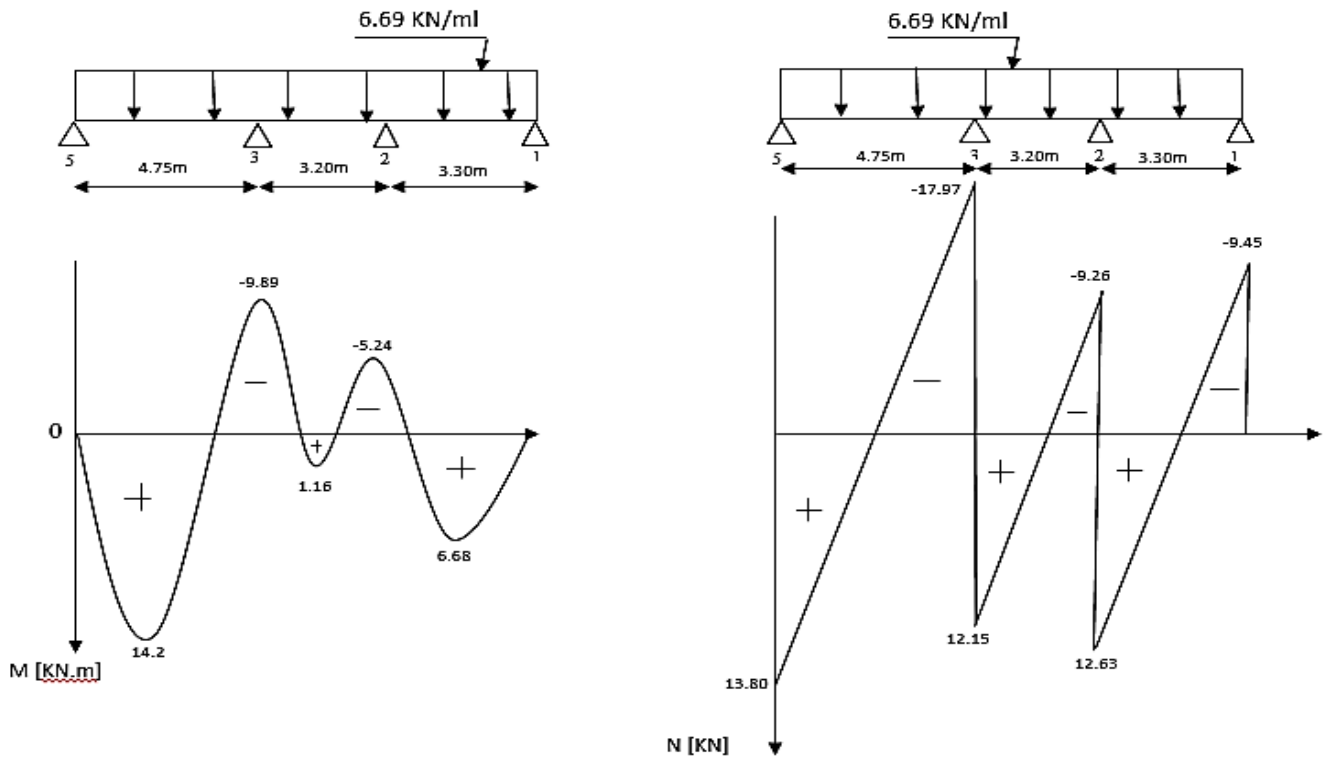


Diagramme III.1.3 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

- **Type 4 : La poutre repose sur 4 appuis :**

- **Travée 9-8 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 2.50 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.50 = 2,80 \text{ m}$$

$M_9 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_8 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 2.50^3) + (-4.95 \times 2,80^3)}{8,5(2.50 + 2,80)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -4.13 \text{ KN . m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13 - 0}{2.50} \Rightarrow V_w = 6.71 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13 - 0}{2.50} \Rightarrow V_e = -10.01 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$x = \frac{2.50}{2} + \frac{-4.13-0}{6.69 \times 2.50} \Rightarrow X = 1.00 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t9-8}(1.00) = \frac{6.69 \times 1}{2} (2.50 - 1) + 0 \times \left(1 - \frac{1}{2.50}\right) - 4.13 \times \left(\frac{1}{2.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t9-8}(1.00) = 3.37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.4 : Les efforts internes de la poutrelle de type 4.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m
9-8	0	-4.13	6.71	-10.01	1.00	3.37
8-7	-4.13	-11.61	9.57	-13.84	1.43	2.71
7-5	-11.83	0	19.48	-14.97	2.91	16.75

▪ **Diagramme :**

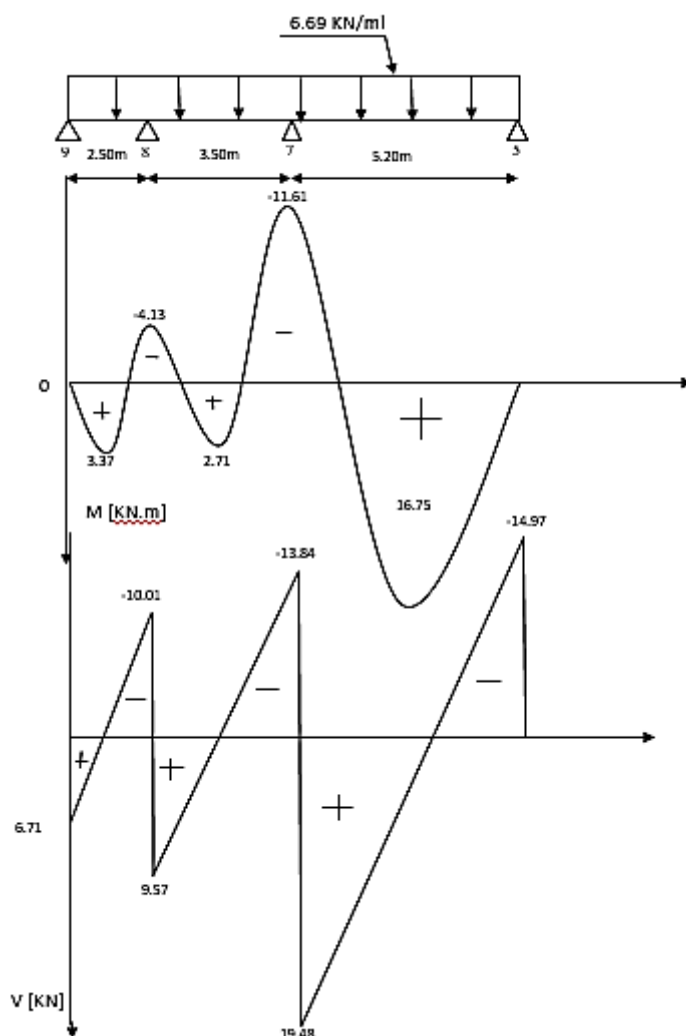


Diagramme III.1.4 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 5 : La poutre repose sur 3 appuis :**

- **Travée 4-2 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 4.90 \text{ m}$

$L'_e = l = 3.30 \text{ m} .$

$M_4 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 4.90^3) + (-4.95 \times 3.30^3)}{8,5(4.90 + 3.30)}$$

$\Rightarrow M_2 = -10.90 \text{ KN . m}$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{4.90}{2} + \frac{-10.90-0}{4.90} \Rightarrow V_w = 14.17 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{4.90}{2} + \frac{-10.90-0}{2.50} \Rightarrow V_e = -18.61 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.90}{2} + \frac{-10.90-0}{6.69 \times 4.90} \Rightarrow X = 2.12 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t4-2}(2.12) = \frac{6.69 \times 2.12}{2} (4.90 - 2.12) + 0 \times \left(1 - \frac{2.12}{4.90}\right) - 10.90 \times \left(\frac{2.12}{4.90}\right) \Rightarrow$$

$M_{t4-2}(2.12) = 15.00 \text{ KN.m}$

Tableau III.1.5 : Les efforts internes de la poutrelle de type 5

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t [KN.m]
4-2	0	-10.90	14.17	-18.61	2.12	15.00
2-1	-10.90	0	14.48	-7.93	2.16	4.70

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

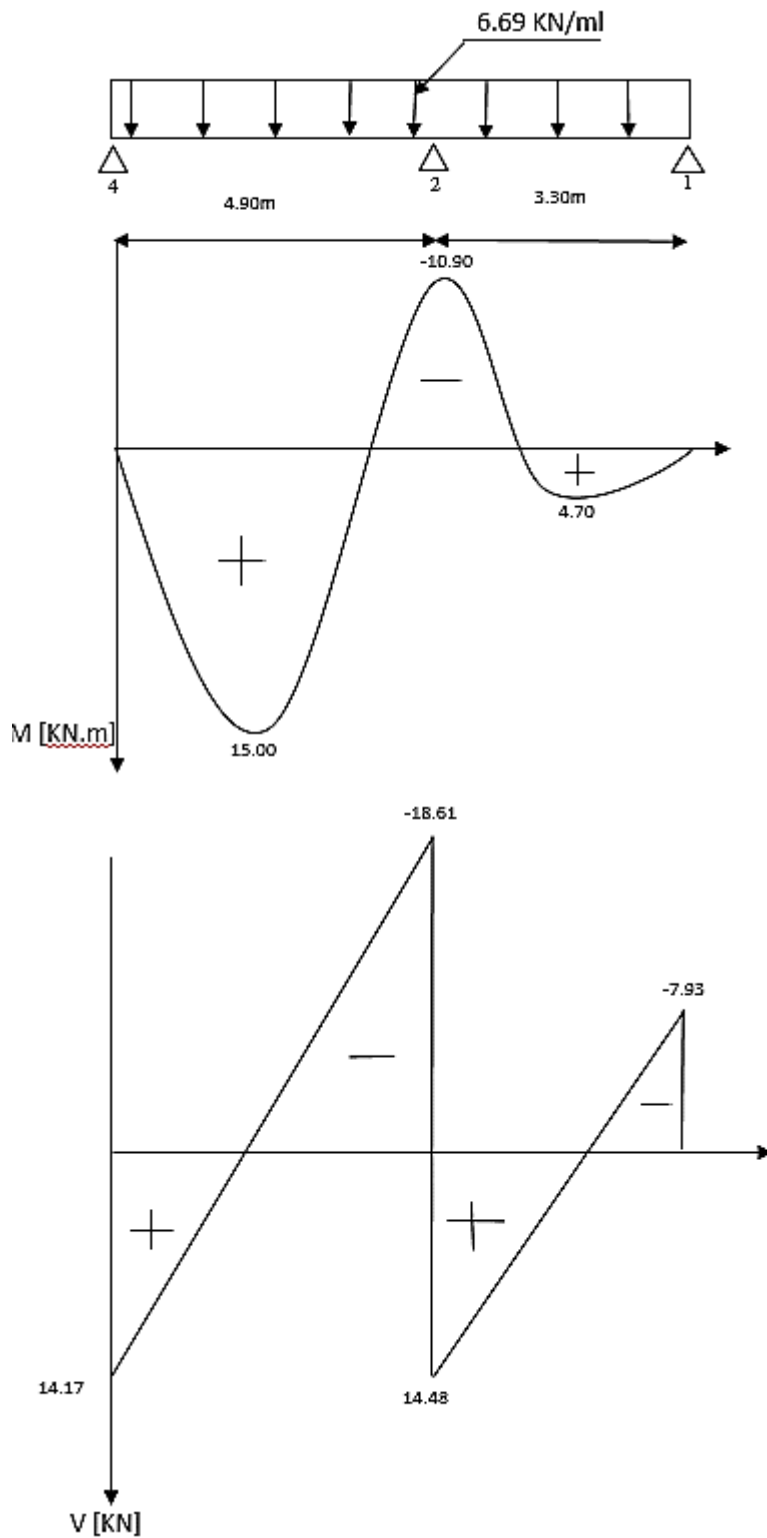


Diagramme III.1.5 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 6: La poutre repose sur 7 appuis :**
- **Travée 8-7 :** (travée intermédiaire)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul)

Avec : $L'_w = 0,8 \times 3.50 = 2.80 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 5.15 = 4.12 \text{ m}$$

$$M_8 = -4.13 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 2.80^3) + (-4.95 \times 4.12^3)}{8,5(2.80 + 4.12)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -7.74 \text{ KN . m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-7.74 + 4.13}{3.50} \Rightarrow V_w = 10.67 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-7.86 + 4.13}{3.50} \Rightarrow V_e = -12.74 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-7.86+4.13}{6.69 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.59 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1.59) = \frac{6.69 \times 1.59}{2} (3.50 - 1.59) - 4.13 \times \left(1 - \frac{1.59}{3.5}\right) - 7.74 \times \left(\frac{1.59}{3.50}\right) \Rightarrow$$

$$M_{t8-7}(1.59) = 4.39 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.6 : Les efforts internes de la poutrelle de type 6.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
9-8	0	-4.13	6.71	-10.01	1.00	3.37
8-7	-4.13	-7.73	10.68	-12.73	1.60	4.40
7-5	-7.73	-9.18	16.95	-17.50	2.53	13.73
5-3	-9.18	-6.56	16.44	-15.33	2.46	11.02
3-2	-6.56	-5.24	11.12	-10.29	1.66	2.68
2-1	-5.24	0	12.63	-9.45	1.89	6.68

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ **Diagramme :**

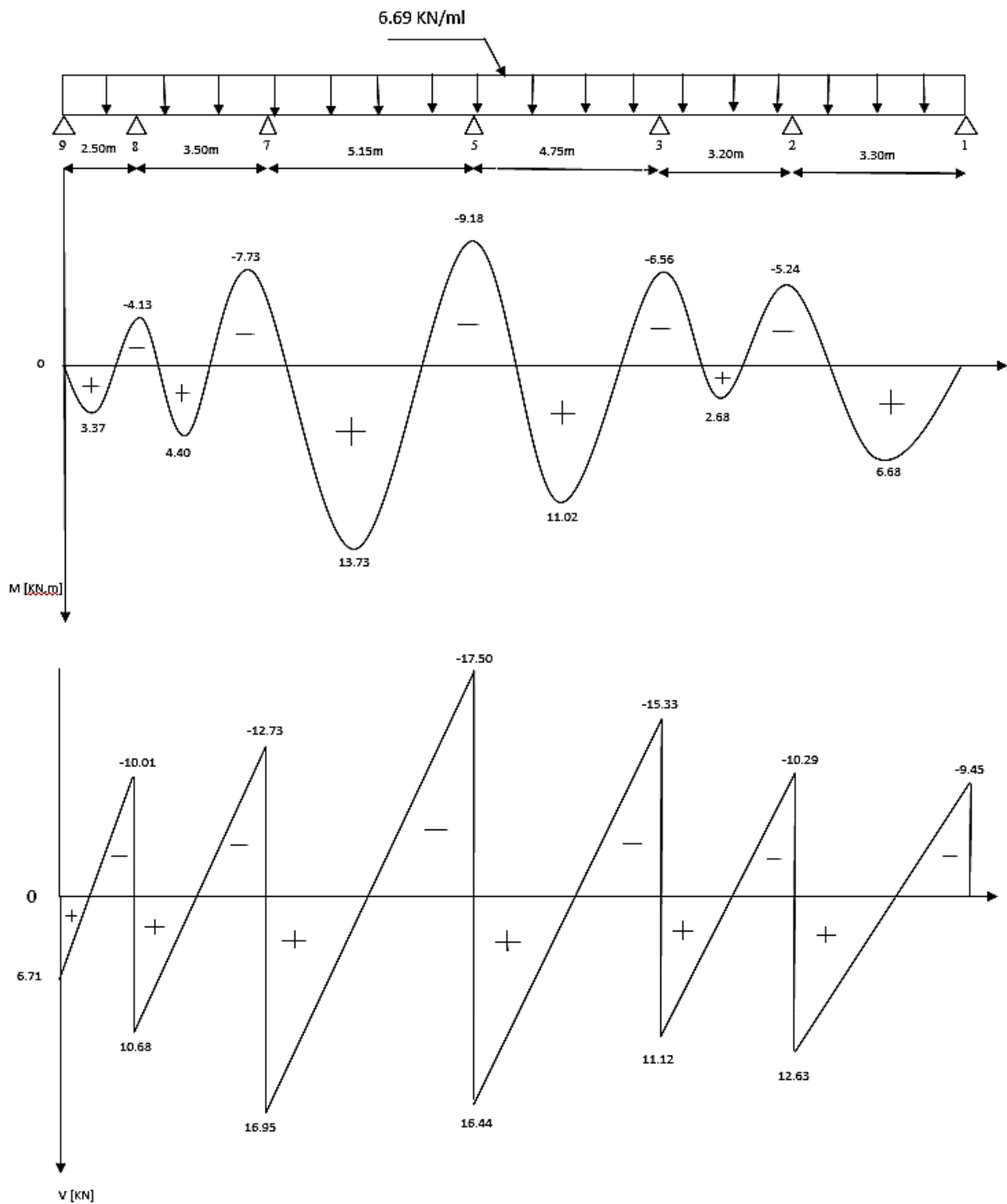


Diagramme III.1.6 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

- **Type 7 : La poutre repose sur 3 appuis :**
- **Travée 8-7 :** (travée de rive)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

$$\text{Avec : } L'_w = l = 3.50 \text{ m}$$

$$L'_e = l = 2.95 \text{ m}$$

$$M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 3.50^3) + (-4.95 \times 2.95^3)}{8,5(3.50 + 2.95)}$$

$$\Rightarrow M_7 = -5.75 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-5.75 - 0}{3.50} \Rightarrow V_w = 10.06 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-5.75 - 0}{3.50} \Rightarrow V_e = -13.35 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-5.75 - 0}{6.69 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.50 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1.50) = \frac{6.69 \times 1.50}{2} (3.50 - 1.50) - 0 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.50}\right) - 5.75 \times \left(\frac{1.50}{3.50}\right) \Rightarrow M_{t8-7}(1.50) = 7.57 \text{ KN.m}$$

- **Travée 7-6 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

$$M_7 = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{2.95}{2} + \frac{0 + 5.75}{2.95} \Rightarrow V_w = 11.82 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{2.95}{2} + \frac{0 + 5.75}{2.95} \Rightarrow V_e = -7.92 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$x = \frac{2.95}{2} + \frac{0+5.75}{6.69 \times 2.95} \Rightarrow X = 1.77 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t7-6}(1.77) = \frac{6.69 \times 1.77}{2} (2.95 - 1.77) - 5.75 \times \left(1 - \frac{1.77}{2.95}\right) - 0 \times \left(\frac{1.77}{2.95}\right) \Rightarrow M_{t7-6}(1.77) = 4.69 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.7 : Les efforts internes de la poutrelle de type 7

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
8-7	0	-5.75	10.06	-13.35	1.50	7.35
7-6	-5.75	0	11.82	-7.92	1.77	4.69

▪ **Diagramme :**

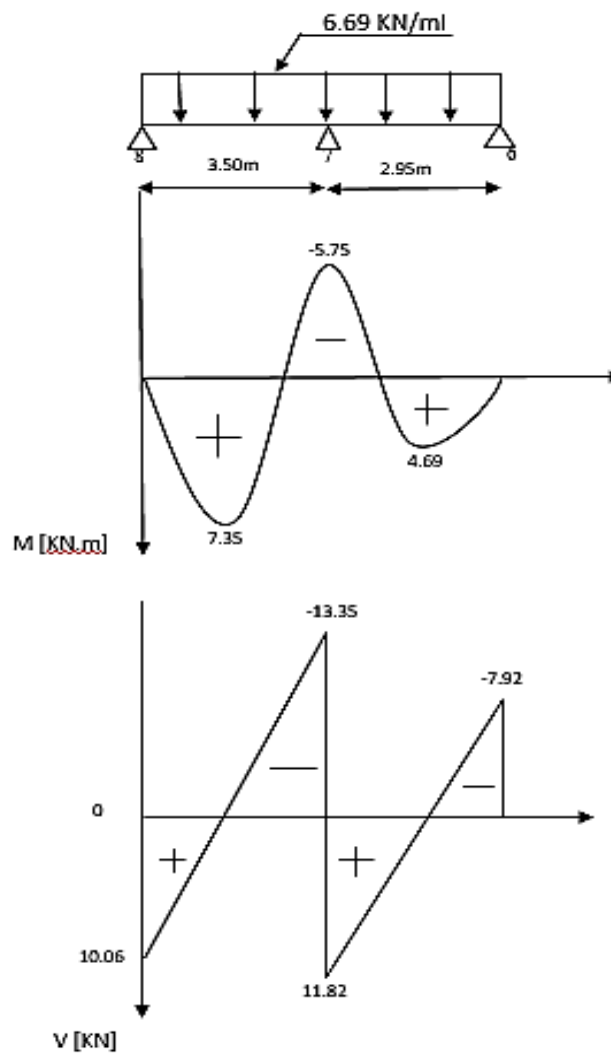


Diagramme III.1.7 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 8 : La poutre repose sur 3 appuis :**

- **Travée 3-2 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 3.20 \text{ m}$

$L'_e = l = 3.30 \text{ m}$

$M_3 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-4.95 \times 3.20^3) + (-4.95 \times 3.30^3)}{8,5(3.20 + 3.30)}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_2 = -6.16 \text{ KN.m}}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-6.16 - 0}{3.20} \Rightarrow \mathbf{V_w = 8.78 \text{ KN.}}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-6.16 - 0}{3.20} \Rightarrow \mathbf{V_e = -12.63 \text{ KN.}}$$

$$x = \frac{3.20}{2} + \frac{-16.16 - 0}{6.69 \times 3.20} \Rightarrow \mathbf{X = 1.31 \text{ m}}$$

-Moment en travée :

$$M_{t3-2}(1.31) = \frac{6.69 \times 1.31}{2} (3.20 - 1.31) - 0 \times \left(1 - \frac{1.31}{3.20}\right) - 6.16 \times \left(\frac{1.31}{3.20}\right) \Rightarrow \mathbf{M_{t3-2}(1.31) =}$$

5.76 KN.m

Tableau III.1.8 : Les efforts internes de la poutrelle de type 8

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
4-2	0	-6.16	8.78	-12.63	1.31	5.76
2-1	-6.16	0	12.96	-9.11	1.93	6.29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

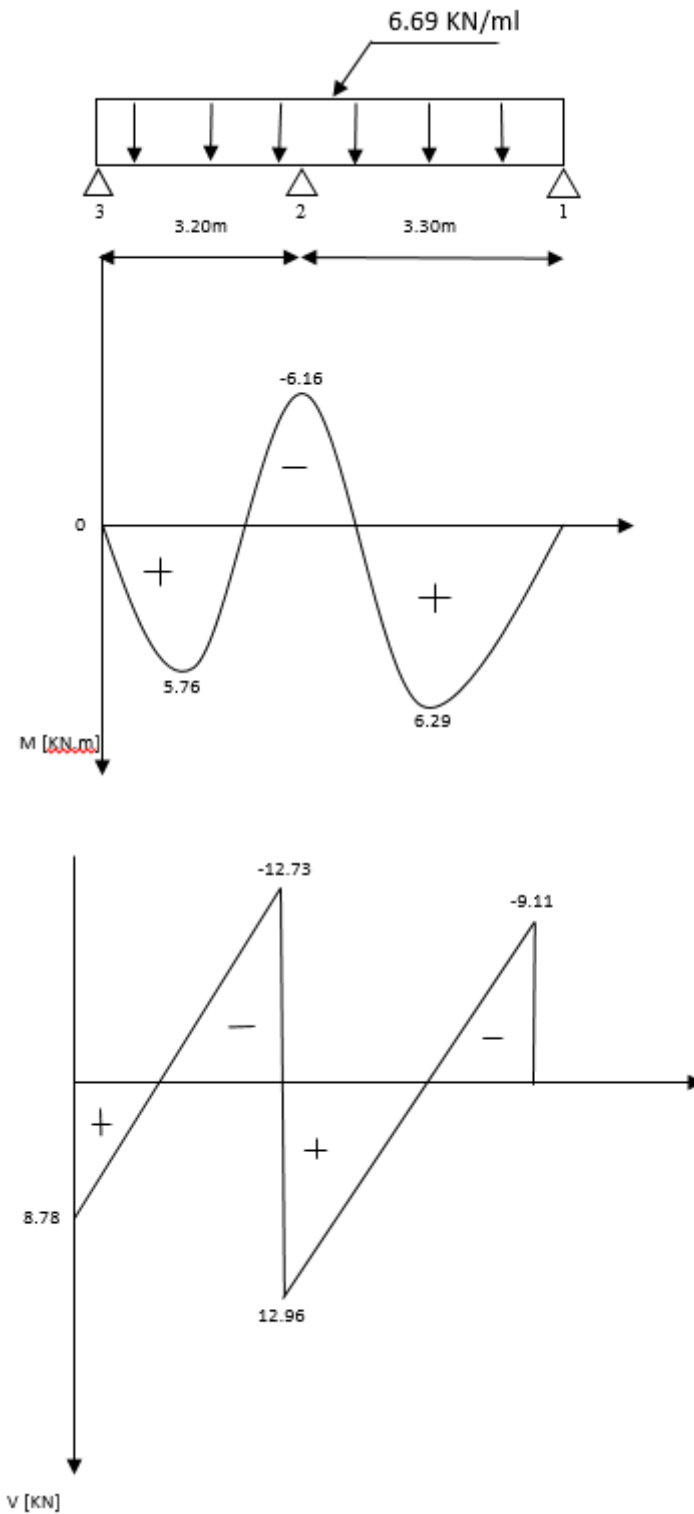


Diagramme III.1.8 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 9** : La poutre repose sur 2 appuis :

- **Travée 8-7** :

-Moments aux appuis :

Avec : $l = 3.50 \text{ m}$

$$M_8 = 0 \text{ KN.m} ; M_7 = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{0+0}{3.50} \Rightarrow V_w = 11.71 \text{ KN.}$$

$$V_e = -6.69 \times \frac{3.50}{2} + \frac{0+0}{3.50} \Rightarrow V_e = -11.71 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-0-0}{6.69 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.75 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1.75) = \frac{6.69 \times 1.75}{2} (3.50 - 1.75) - 0 \times \left(1 - \frac{1.75}{3.5}\right) - 0 \times \left(\frac{1.75}{3.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t8-7}(1.75) = 10.24 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.9 : Les efforts internes de la poutrelle de type 9

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
8-7	0	0	11.71	-11.71	1.75	10.24

- **Diagramme :**

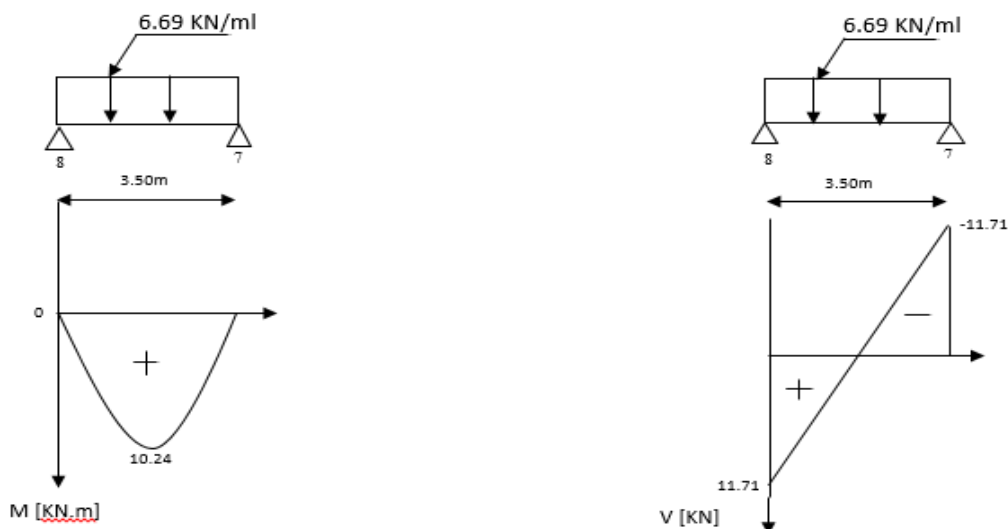


Diagramme III.1.9 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Remarque :

Après le calcul des moments et les efforts tranchants à l'ELU on multipliant la travée la plus sollicitée (la travée [7-5] en type 4) par les coefficients de correction pour obtenir la valeur corrigée des moments en travée et en appuis :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times 16.75 \Rightarrow M_z^a = 5.02 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times 16.75 \Rightarrow M_z^t = 14.23 \text{ KN.m}$

- Diagramme :

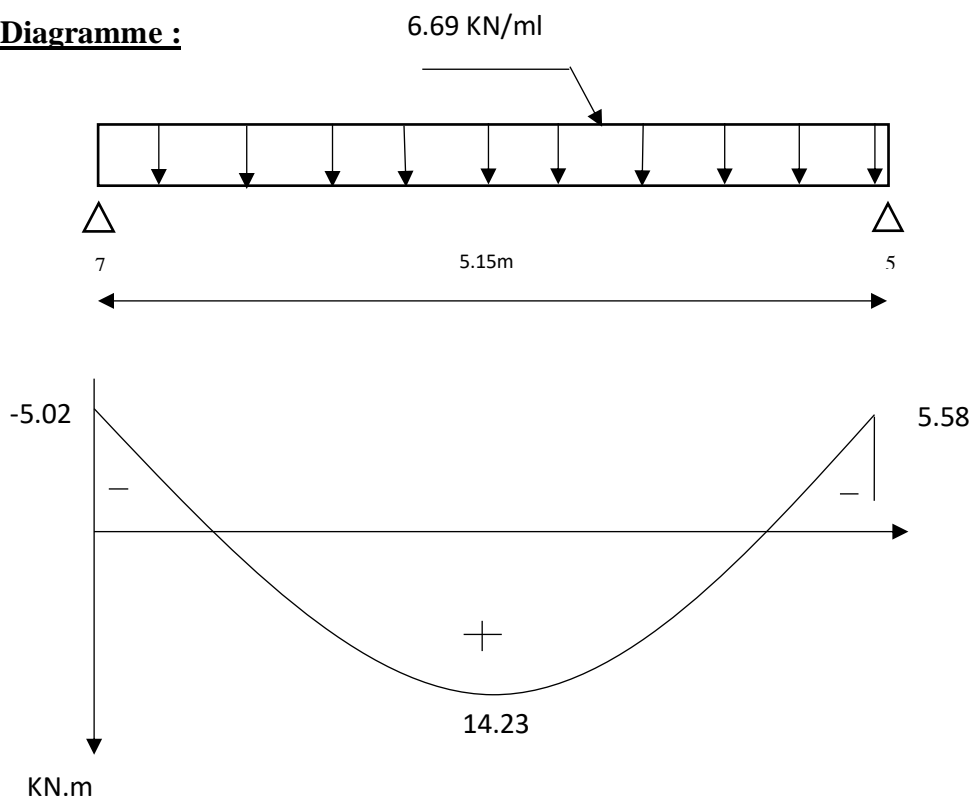


Diagramme III.1.10 : Le moment fléchissant à l'ELU après correction.

- Ferrailage de la dalle de compression :

- Armatures longitudinales :

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

- Moment en travée : $M_t \text{ max} = 14.23 \text{ KN.m}$
- Moment en appui : $M_a \text{ max} = -5.02 \text{ KN.m}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Si : $M_t \max < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Si : $M_t \max > M_0$ l'axe neutre est dans la nervure.

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression.

On a : $b = 65 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$;

$c = 2 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$.

Avec : $F_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$.

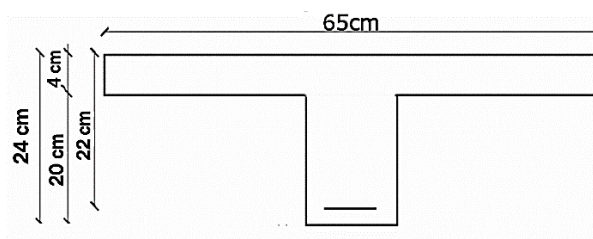


Figure III.1.5 : Coupe transversal de la poutrelle.

- **En travées :**

On a : $M_t \max = 14.23 \text{ KN.m}$.

Et : $M_0 = F_{bc} \times h_0 \times b \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times (0,22 - \frac{0,04}{2})$

$M_0 = 73.84 \text{ KN.m}$.

$M_t \max = 14.23 \text{ KN.m} < M_0 = 73.84 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est situé dans la table de compression.

(Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$.)

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{14.23}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,20 \times 10^3} \Rightarrow \mu_u = 0,032 < 0,392$$

\Rightarrow La section est simplement armée (S.S.A) avec $[A_{sc} = 0 \text{ cm}^2]$.

-A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$:

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{14.23 \times 10^3}{0,984 \times 22 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 1.51 \text{ mm}^2$$

Le choix d'armature est de : **3 HA 8 = 1.51 cm²**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **En appui :**

On a: $M_a \max = 5.02 \text{ KN.m}$.

Puisque la table de compression est entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire ($b_o \times h$) avec $b_o = 12 \text{ cm}$ et $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{5.02}{0,12 \times 0,22^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu_u = 0.062 < 0,392$$

\Rightarrow **La section est simplement armée (S.S.A) avec $[A_{sc} = 0 \text{ cm}^2]$.**

-A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$:

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{5.02 \times 10^3}{0,968 \times 22 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 0.54 \text{ mm}^2$$

Le choix d'armature est de : **1HA12 = 1.13 cm²**

- **Armatures transversales :** (Art A 7.2.2/BAEL91 modifie 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\phi_t \geq \min \left[\begin{array}{l} \phi_1 = 0.80 \text{ cm} \\ \frac{h}{35} = \frac{24}{35} = 0.69 \text{ cm} \\ \frac{b_o}{10} = \frac{12}{10} = 1.20 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Avec :

- ϕ_t : le diamètre des aciers transversaux
- ϕ_l : le diamètre maximale des Armatures longitudinales

On a: $\phi_t \geq \min[8 \text{ mm} ; 6.90 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}]$; *donc:* $\phi_t \geq 6.90 \text{ mm}$

Le choix de ferrailage est de: **2 HA 8 d'ou $A_{st} = 1.00 \text{ cm}^2$**

- **L'espacement des armatures transversales :** (Art. A.5.1.213/BAEL91 modifie 99)

$$S_t \leq \min \left[\begin{array}{l} 40 \text{ cm} \\ 0.9d = 0.9 \times 22 = 19.80 \text{ cm} \end{array} \right]; \quad \text{Donc: } S_t \leq 19.80 \text{ cm, d'ou } S_t = 15 \text{ cm,}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante de (Art A

$$5.1.230/BAEL91 \text{ modifie } \frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} = \frac{100 \times 500}{120 \times 150} = 2.78 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Vérification à L'ELU :
- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

Aux appuis

$$A^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

En travée :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.48 \times 10^3}{12 \times 22 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.74 \text{ MPa}$$

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_{i1} = 1 \times 3,14 \times 12 \Rightarrow \sum u_{i1} = 37.68 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{19.48 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 37.68} \Rightarrow \tau_{se} = 2.61 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.61 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

En travée :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \sum u_i = 75.36 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{19.67 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 75.36} \Rightarrow \tau_{se} = 1.32 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.32 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

▪ L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifiée 99/Art A.6.1, 221)

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Alors : } L_s = \frac{12 \times 500}{4 \times 2.835} = 529.10 \text{ mm; } J'opte \text{ pour : } L_s = 55 \text{ cm}$$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0.5 \times L_s$

$$\Rightarrow L_c = 0.5 \times 55 = 27.50 \text{ cm. On opte pour } L_c = 30 \text{ cm.}$$

▪ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

• Influence sur le béton : (Art : A.5.1.313 BAEL 91 / 99)

$$\frac{2 V_u}{b_o \times a} \leq 0.8 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 19.8cm : La longueur d'appui à considérer.

b_o = 12 cm : largeur de la poutre

$$\frac{2 \times 19.67 \times 10^3}{120 \times 19.80} = 1.66 < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Influence sur les aciers :**

Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 19.67 \times 10^3}{500} = 0.452 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.452 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Appuis intermédiaires : (Art : A.5.1.321 BAEL 91 / 99)

Selon le BAEL, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul par rapport à l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u \times d$, il est nécessaire de prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et d'ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$$

D'où : $0,9 V_u \cdot d = 0,9 \times 19.67 \times 0,22 = 3.89 \text{ KN.m}$

Avec : $M_u = 14.23 \text{ KN.m}$

Donc : $0,9 V_u \cdot d = 3.89 \text{ KN.m} < M_u = 14.23 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$

- **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées donc les armatures adoptées sont suffisantes.

- **Calculs à l'ELS :**

- **Combinaison de charge :**

$$q_s^{\text{réduit}} = \left(\frac{2}{3} G\right) + Q = \left(\frac{2}{3} \times 3.87\right) + 0.98 \quad \Rightarrow \quad q_s^{\text{réduit}} = 3.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s^{\text{réel}} = G + Q = 3.87 + 0.98 \quad \Rightarrow \quad q_s^{\text{réel}} = 4.85 \text{ KN/m}$$

- **Type 1 : La poutre repose sur 8 appuis :**

- **Travée 9-8 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul)

Avec : $L'_w = l = 2.50 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.50 = 2,80 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_9 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 2.50^3) + (-3.56 \times 2,80^3)}{8,5(2.50 + 2,80)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -2.99 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99 - 0}{2.50} \Rightarrow V_w = 4.87 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99 - 0}{2.50} \Rightarrow V_e = -7.25 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99-0}{4.48 \times 2.50} \Rightarrow X = 1.00 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t9-8}(1.00) = \frac{4.48 \times 1}{2} (2.50 - 1) + 0 \times \left(1 - \frac{1}{2.50}\right) - 2.99 \times \left(\frac{1}{2.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t9-8}(1.00) = 2.44 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.10 : Les efforts internes de la poutrelle de type 1.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
9-8	0	-2.99	4.87	-7.25	1.00	2.44
8-7	-2.99	-3.25	8.34	-8.62	1.72	4.18
7-6	-3.25	-0	8.33	-5.96	1.75	3.67

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

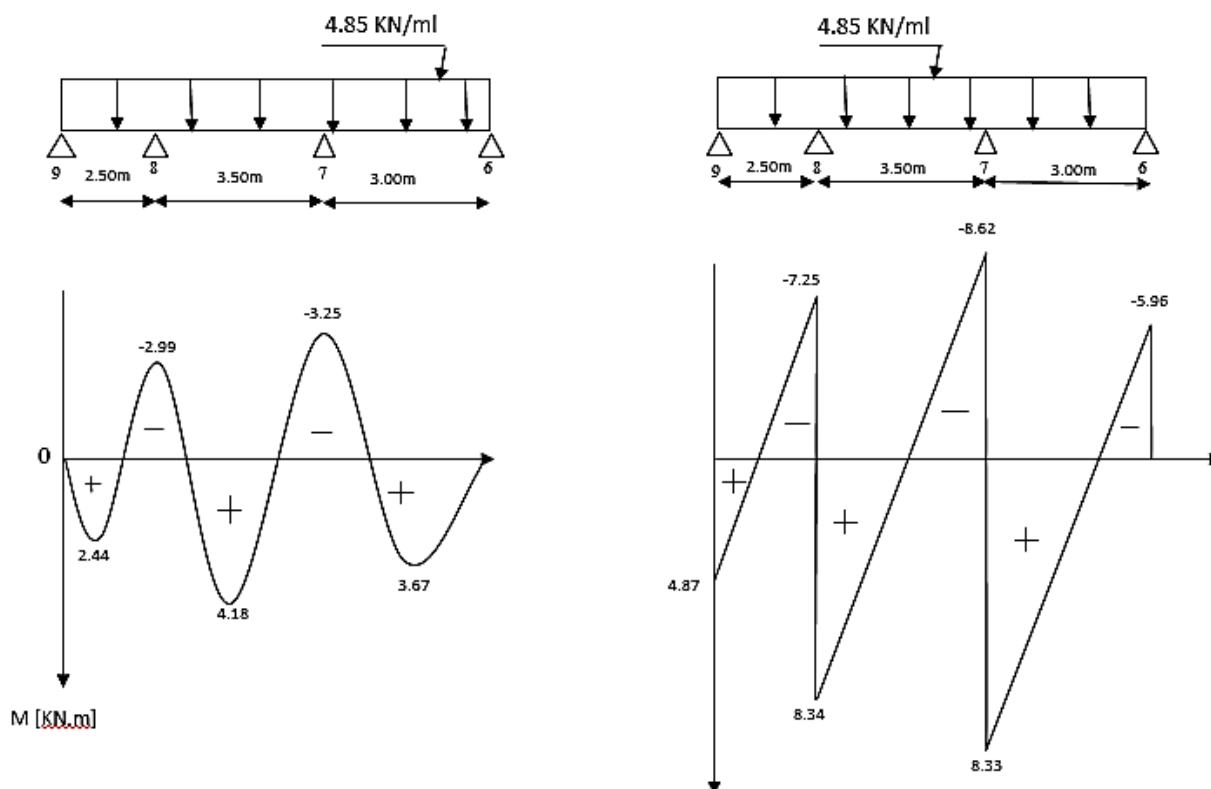


Diagramme III.1.11 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

• Type 2 : La poutre repose sur 2 appuis :

▪ Travée J-I :

-Moments aux appuis :

Avec : $l = 4.25 \text{ m}$

$$M_J = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{4.25}{2} + \frac{0 + 0}{4.25} \Rightarrow V_w = 10.30 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{4.25}{2} + \frac{0 + 0}{4.25} \Rightarrow V_e = -10.30 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.25}{2} + \frac{-0-0}{6.69 \times 4.25} \Rightarrow X = 2.125 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Moment en travée :

$$M_{tj-I}(2.125) = \frac{4.85 \times 2.125}{2} (4.25 - 2.125) - 0 \times \left(1 - \frac{2.125}{4.25}\right) - 0 \times \left(\frac{2.125}{4.25}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tj-I}(2.125) = 15.10 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.11 : Les efforts internes de la poutrelle de type 2

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
J-I	0	0	10.30	-10.30	2.125	10.95

▪ Diagramme :

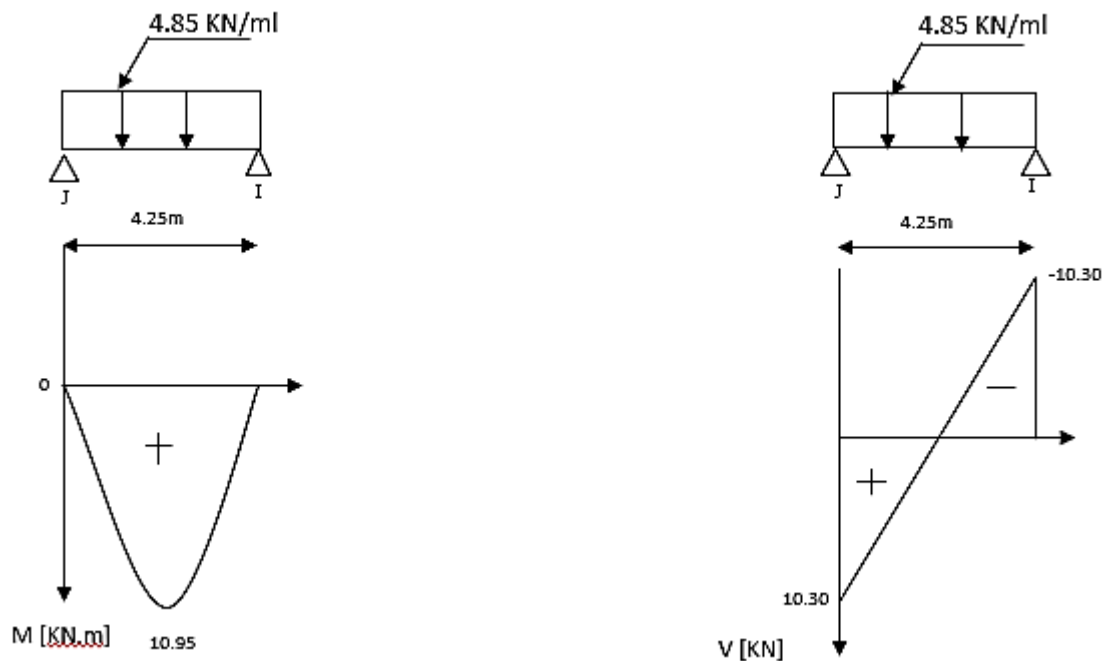


Diagramme III.1.12 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

• Type 3 : La poutre repose sur 4 appuis :

▪ Travée 5-3 : (travée de rive)

-Moments aux appuis :

Avec : $L'_w = 4.75 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_5 = -6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 4.75^3) + (-3.56 \times 2.56^3)}{8,5(4.75 + 2.56)}$$

$$\Rightarrow M_3 = -7.15 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{4.75}{2} + \frac{-7.15 + 0}{4.75} \Rightarrow V_w = 12.88 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{4.75}{2} + \frac{-7.15 + 0}{4.75} \Rightarrow V_e = -9.90 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.75}{2} + \frac{-7.15+0}{4.85 \times 4.75} \Rightarrow X = 2.06 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t5-3}(2.06) = \frac{4.85 \times 2.06}{2} (4.75 - 2.06) - 0 \times \left(1 - \frac{2.06}{4.75}\right) - 7.15 \times \left(\frac{2.06}{4.75}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t5-3}(2.06) = 10.11 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.12: Les efforts internes de la poutrelle de type 3

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
5-3	0	-7.15	10.00	-13.02	2.06	10.33
3-2	-7.15	-3.80	8.73	-6.71	1.80	0.84
2-1	-3.80	0	9.28	-6.85	1.89	4.84

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ **Diagramme :**

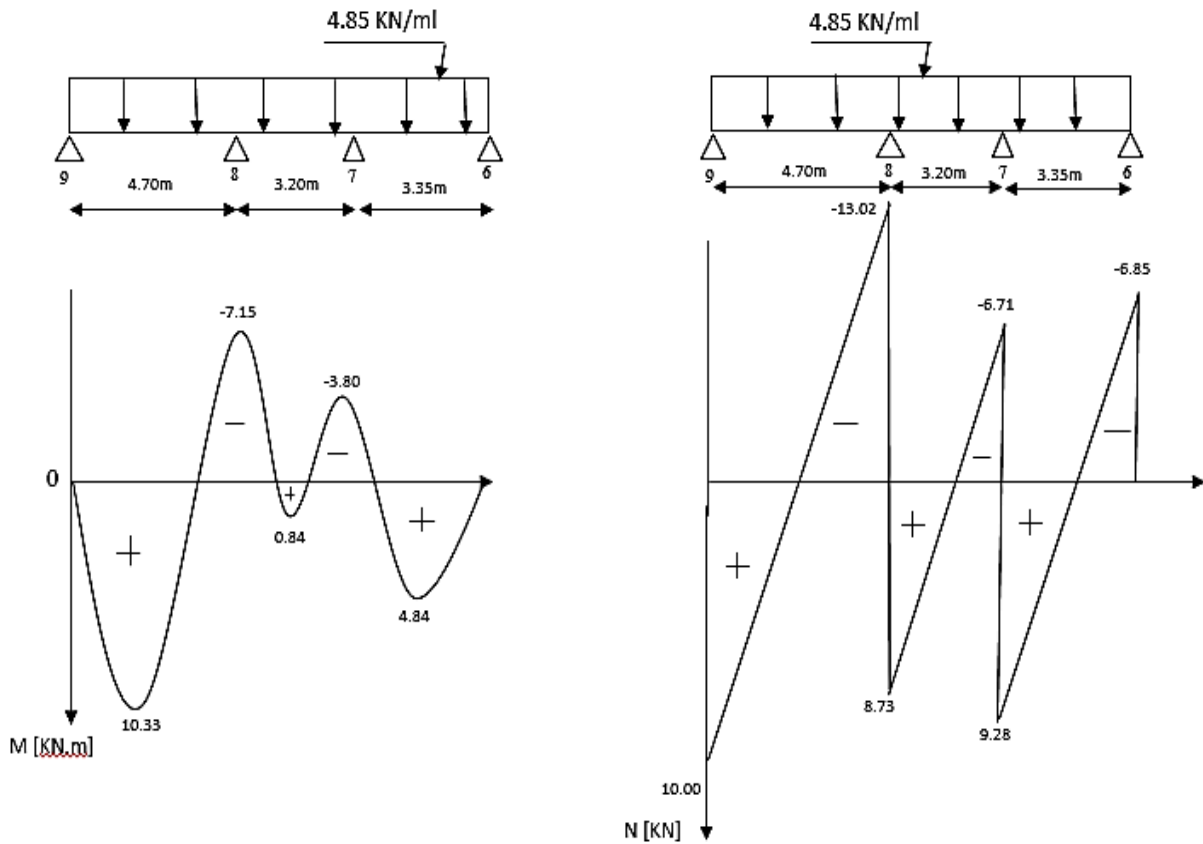


Diagramme III.1.13 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

• **Type 4 : La poutre repose sur 4 appuis :**

▪ **Travée 9-8 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 2.50 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 3.50 = 2,80 \text{ m}$$

$$M_9 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 2.50^3) + (-3.56 \times 2,80^3)}{8,5(2.50 + 2,80)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -2.99 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99 - 0}{2.50} \Rightarrow V_w = 4.87 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99 - 0}{2.50} \Rightarrow V_e = -7.25 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{2.50}{2} + \frac{-2.99-0}{4.85 \times 2.50} \Rightarrow X = 1.00 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t9-8}(1.00) = \frac{4.85 \times 1}{2} (2.50 - 1) + 0 \times \left(1 - \frac{1}{2.50}\right) - 2.99 \times \left(\frac{1}{2.50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t9-8}(1.00) = 2.44 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.13 : Les efforts internes de la poutrelle de type 4.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
9-8	0	-2.99	4.88	-7.25	1.00	2.44
8-7	-2.99	-8.41	6.94	-10.03	1.43	1.96
7-5	-8.41	0	14.12	-10.85	2.91	12.14

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

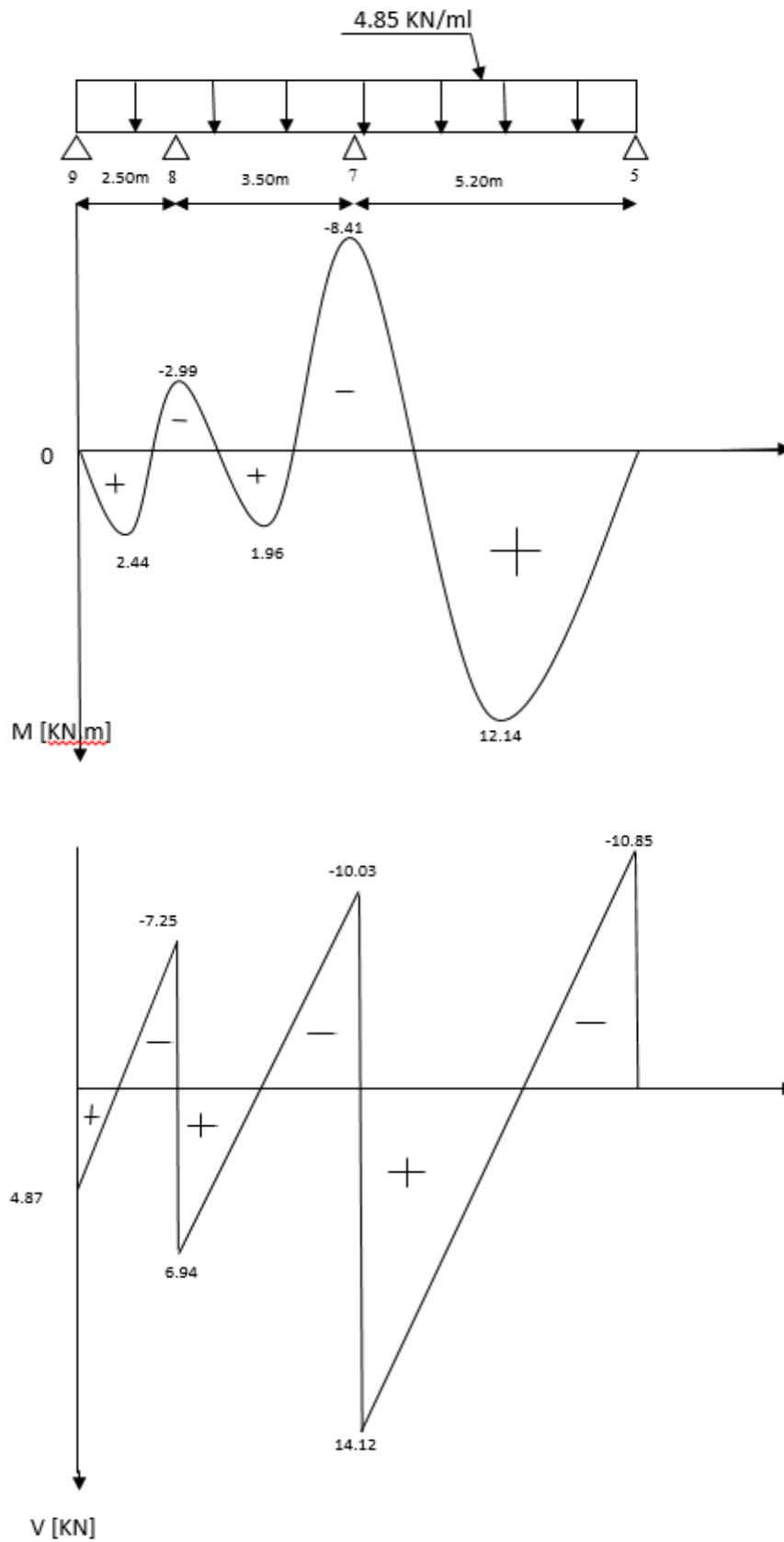


Diagramme III.1.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 5 : La poutre repose sur 3 appuis :**

- **Travée 4-2 :** (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 4.90 \text{ m}$

$L'_e = l = 3.35 \text{ m}$

$M_4 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 4.90^3) + (-3.56 \times 3.35^3)}{8,5(4.90 + 3.35)}$$

$\Rightarrow M_2 = -7.88 \text{ KN.m}$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{4.90}{2} + \frac{-7.88 - 0}{4.90} \Rightarrow V_w = 10.27 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{2.50}{2} + \frac{-7.88 - 0}{2.50} \Rightarrow V_e = -13.49 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{4.90}{2} + \frac{-7.88 - 0}{4.85 \times 4.90} \Rightarrow X = 2.12 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t4-2}(2.12) = \frac{4.85 \times 2.12}{2} (4.90 - 2.12) + 0 \times \left(1 - \frac{2.12}{4.90}\right) - 7.88 \times \left(\frac{2.12}{4.90}\right)$$

$\Rightarrow M_{t4-2}(2.12) = 10.87 \text{ KN.m}$

Tableau III.1.14 : Les efforts internes de la poutrelle de type 5

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
4-2	0	-7.88	10.27	-13.49	2.12	10.87
2-1	-7.88	0	10.48	-5.74	2.16	3.40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

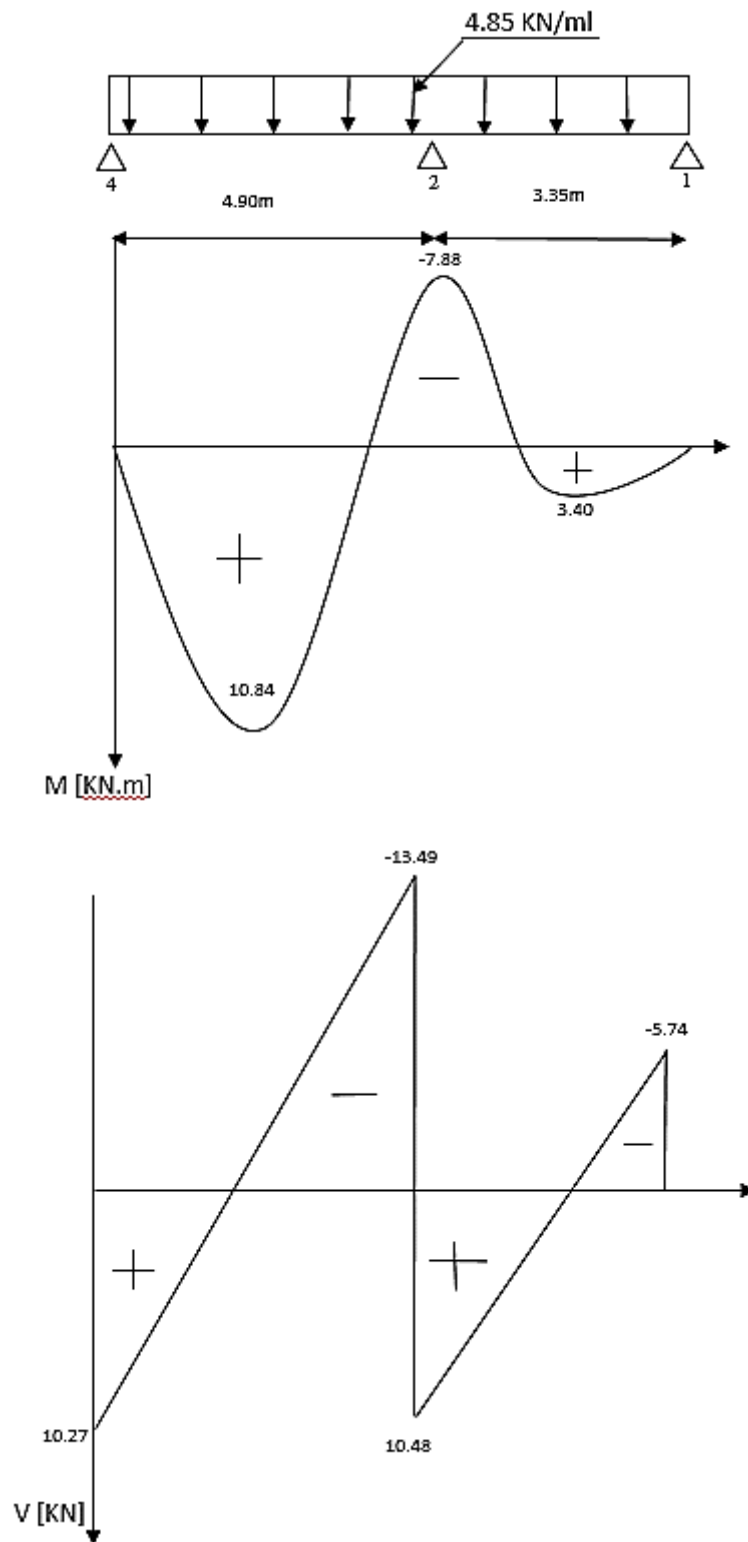


Diagramme III.1.15 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 6 : La poutre repose sur 7 appuis :**
- **Travée 8-7 :** (travée intermédiaire)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul)

Avec : $L'_w = 0,8 \times 3,50 = 2,80 \text{ m}$

$$L'_e = 0,8 \times 5,15 = 4,12 \text{ m}$$

$$M_8 = -2,99 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3,56 \times 2,80^3) + (-3,56 \times 4,12^3)}{8,5(2,80 + 4,12)}$$

$$\Rightarrow M_8 = -5,60 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4,85 \times \frac{3,50}{2} + \frac{-5,60 + 2,99}{3,50} \Rightarrow V_w = 7,74 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4,85 \times \frac{3,50}{2} + \frac{-5,60 + 2,99}{3,50} \Rightarrow V_e = -9,23 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3,50}{2} + \frac{-5,60 + 2,99}{4,85 \times 3,50} \Rightarrow X = 1,60 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1,60) = \frac{4,85 \times 1,60}{2} (3,50 - 1,60) - 2,99 \times \left(1 - \frac{1,60}{3,5}\right) - 5,60 \times \left(\frac{1,60}{3,50}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t8-7}(1,60) = 3,19 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.15 : Les efforts internes de la poutrelle de type 6.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
9-8	0	-2,99	4,87	-7,25	1,00	2,44
8-7	-2,99	-5,60	7,74	-9,23	1,60	3,19
7-5	-5,60	-6,65	12,28	-12,68	2,53	9,95
5-3	-6,65	-4,75	11,91	-11,10	2,46	7,99
3-2	-4,75	-3,80	8,06	-7,46	1,66	1,94
2-1	-3,80	0	9,15	-6,85	1,89	4,84

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

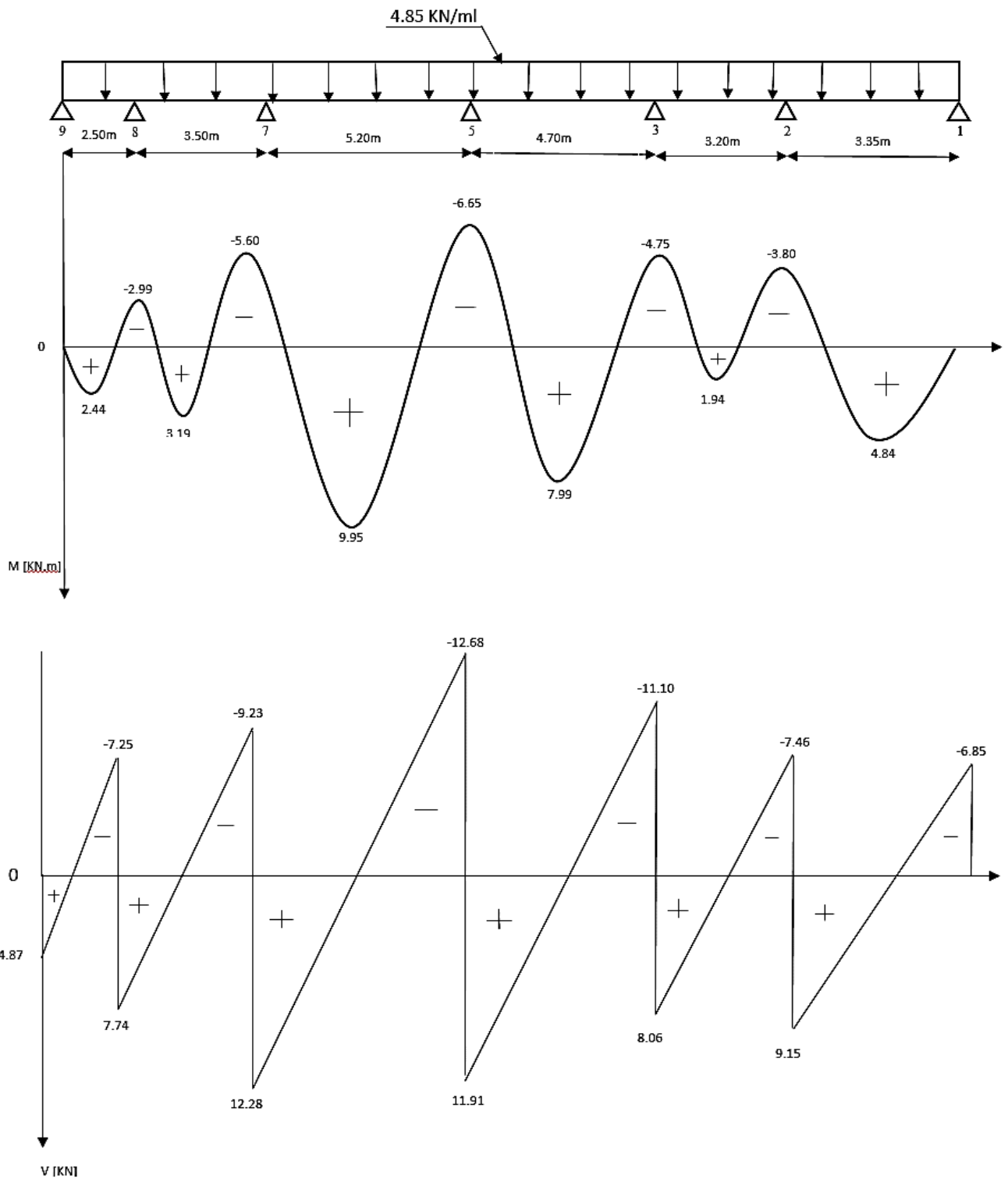


Diagramme III.1.16 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Type 7 : La poutre repose sur 3 appuis :

- Travée 8-7 : (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

$$\text{Avec : } L'_w = l = 3.50 \text{ m}$$

$$L'_e = l = 2.95 \text{ m}$$

$$M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 3.50^3) + (-3.56 \times 2.95)}{8,5(3.50 + 2.95)}$$

$$\Rightarrow M_7 = -4.17 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-4.17 - 0}{3.50} \Rightarrow V_w = 7.29 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{3.50}{2} + \frac{-4.17 - 0}{3.50} \Rightarrow V_e = -9.67 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-4.17 - 0}{4.85 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.50 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1.50) = \frac{4.85 \times 1.50}{2} (3.50 - 1.48) - 0 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.50}\right) - 4.53 \times \left(\frac{1.50}{3.50}\right) \Rightarrow M_{t8-7}(1.50) = 5.33 \text{ KN.m}$$

- Travée 7-6 : (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

$$M_7 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4.17 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{2.95}{2} + \frac{0 + 4.17}{2.95} \Rightarrow V_w = 8.7 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$V_e = -4.85 \times \frac{2.95}{2} + \frac{0+4.17}{2.95} \Rightarrow V_e = -5.73 \text{ KN} .$$

$$x = \frac{2.95}{2} + \frac{-4.17-0}{4.85 \times 2.95} \Rightarrow X = 1.77 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t7-6}(1.77) = \frac{4.85 \times 1.77}{2} (2.95 - 1.77) - 4.17 \times \left(1 - \frac{1.77}{2.95}\right) - 0 \times \left(\frac{1.77}{2.95}\right) \Rightarrow M_{t7-6}(1.77) =$$

3.40 KN.m

III.1.16 : Les efforts Tableau internes de la poutrelle de type 7

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
8-7	0	-4.17	7.29	-9.67	1.50	5.33
7-6	-4.17	0	8.57	-5.73	1.77	3.40

▪ Diagramme :

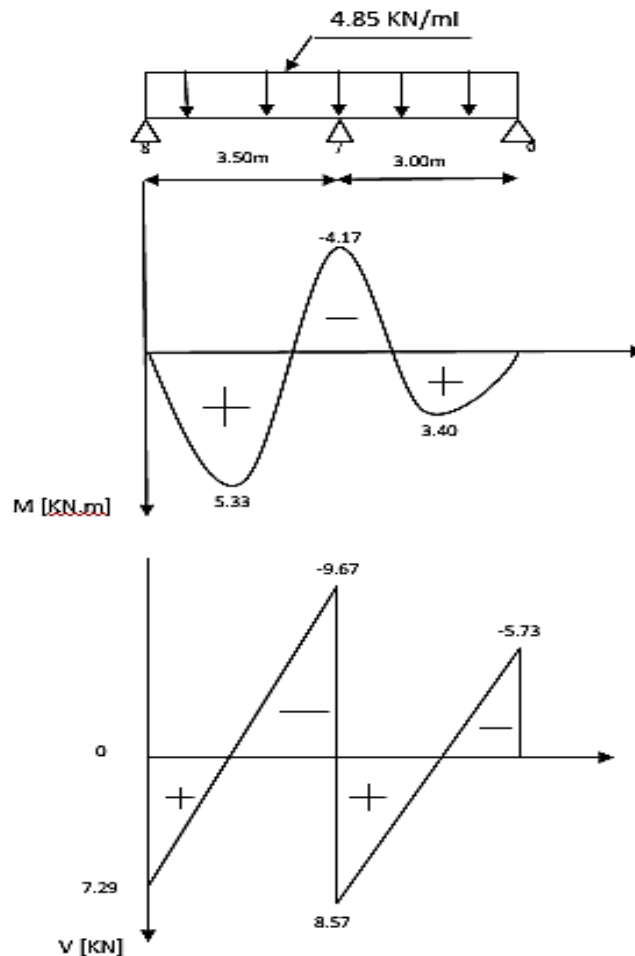


Diagramme III.1.17 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 8** : La poutre repose sur 3 appuis :

- **Travée 3-2** : (travée de rive)

-Moments aux appuis : (Exemple de calcul).

Avec : $L'_w = l = 3.20 \text{ m}$

$L'_e = l = 3.30 \text{ m}$

$M_3 = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \frac{q_w^{\text{réduit}} \cdot L'_w{}^3 + q_e^{\text{réduit}} \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = \frac{(-3.56 \times 3.20^3) + (-3.56 \times 3.30^3)}{8,5(3.20 + 3.30)} \Rightarrow M_2 = -4.46 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-4.46 - 0}{3.20} \Rightarrow V_w = 6.36 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{3.20}{2} + \frac{-4.46 - 0}{3.20} \Rightarrow V_e = -9.15 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.20}{2} + \frac{-4.46 - 0}{4.85 \times 3.20} \Rightarrow X = 1.31 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t3-2}(1.31) = \frac{4.85 \times 1.31}{2} (3.20 - 1.31) - 0 \times \left(1 - \frac{1.31}{3.20}\right) - 4.46 \times \left(\frac{1.31}{3.20}\right) \Rightarrow M_{t3-2}(1.31) = 4.17 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.17 : Les efforts internes de la poutrelle de type 8.

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X[m]	M_t KN.m]
4-2	0	-4.46	6.36	-9.15	1.31	4.17
2-1	-4.46	0	9.39	-6.60	1.93	4.56

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Diagramme :

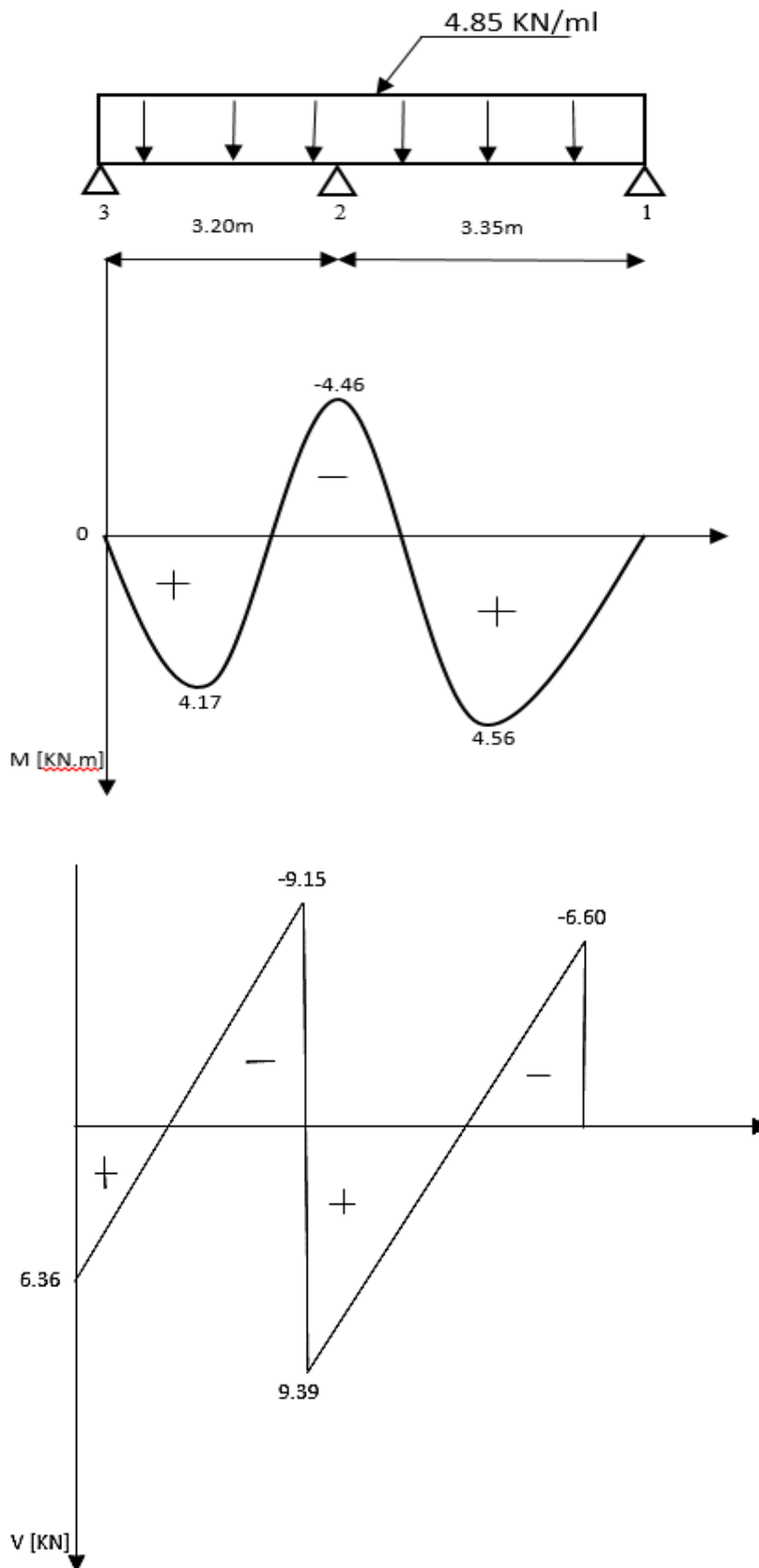


Diagramme III.1.18 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Type 9** : La poutre repose sur 2 appuis :

- **Travée 8-7** :

-Moments aux appuis :

Avec : $l = 3.50 \text{ m}$

$$M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0 \text{ KN.m}$$

-Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = 4.85 \times \frac{3.50}{2} + \frac{0+0}{3.50} \Rightarrow V_w = 8.48 \text{ KN.}$$

$$V_e = -4.85 \times \frac{3.50}{2} + \frac{0+0}{3.50} \Rightarrow V_e = -8.48 \text{ KN.}$$

$$x = \frac{3.50}{2} + \frac{-0-0}{4.85 \times 3.50} \Rightarrow X = 1.75 \text{ m}$$

-Moment en travée :

$$M_{t8-7}(1.75) = \frac{4.85 \times 1.75}{2} (3.50 - 1.75) - 0 \times \left(1 - \frac{1.75}{3.5}\right) - 0 \times \left(\frac{1.75}{3.50}\right).$$

$$\Rightarrow M_{t8-7}(1.75) = 7.41 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1.18 : Les efforts internes de la poutrelle de type 9

La travée	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	V_w [KN]	V_e [KN]	X [m]	M_t KN.m]
8-7	0	0	8.48	-8.48	1.75	7.41

- **Diagramme :**



Diagramme III.1.19 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Remarque :

Après le calcul des moments et les efforts tranchants à l'ELU on multipliant la travée la plus sollicitée (la travée [7-5] en type 4) par les coefficients de correction pour obtenir la valeur corrigée des moments en travée et en appuis :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times 12.14 \Rightarrow M_z^a = -3.64 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times 12.14 \Rightarrow M_z^t = 10.32 \text{ KN.m}$

- Diagramme :

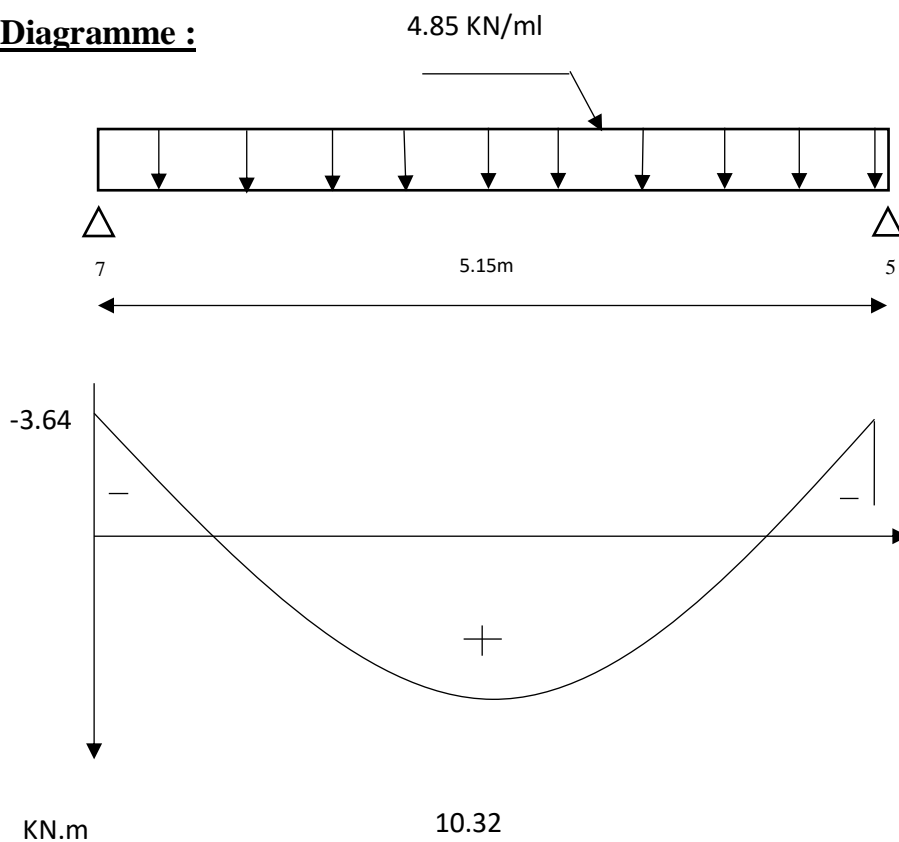


Diagramme III.1.20 : Le moment fléchissant à l'ELU après correction.

- Vérification a l'ELS :

En état limite de service en doit vérifier les trois conditions suivantes :

- a- Etat limite d'ouverture des fissures [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

- La section adoptée en travée : $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

- La section adoptée en appui : $1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

Tableau III.1.19 : Vérifications des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.109	0.945	328.74	434.80	75.91	4.33	15	Condition vérifié
En appui	0.593	0.886	343.80	434.80	43.14	11.91	15	Condition vérifié

c- Vérification de la flèche : [Art .B.6.5.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire que la flèche développée au niveau de la poutrelle reste inférieure à la flèche admissible afin de préserver l'aspect et l'utilisation de la construction. En présence des étais intermédiaires, il est possible de ne pas calculer la flèche du plancher à condition de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{515} = 0.0466 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition Non vérifier.**
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{12 \times 22} = 5.71 \cdot 10^{-3} < \frac{4.2}{500} = 8.4 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{24}{515} = 0.0466 < \frac{10.32}{10 \times 10.92} = 0.094 \Rightarrow$ **Condition Non vérifier.**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

- h : hauteur totale de la section.
- L : longueur de la travée.
- b_0 : la largeur de la section rectangulaire de la poutrelle
- M_t : moment fléchissant maximum en travée.
- d : hauteur utile de la poutrelle.
- M_o : moment isostatique maximum en travée a l'ELS.

Remarque :

Étant donné que deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M l^2}{10E_i I_{fi}} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_v = \frac{M l^2}{10E_v I_{fv}} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{515}{1000} \Rightarrow f_{adm} = 10.15 \text{ mm}$$

Avec :

- $E_i = 32164.195 \text{ MPa}$: Module de déformation instantané
- $E_v = 10818.865 \text{ MPa}$: Module de déformation différé
- $l = 5.15 \text{ m}$: la longueur de la poutrelle.
- \bar{f} : La flèche admissible.
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.
- $\mu ; \lambda$: coefficients.

- **Inertie fictive pour les charges de longue durée :**

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_i \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \cdot \mu}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- $\mu ; \lambda$: coefficients a utilisé :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{1.51}{65 \times 22} \Rightarrow \rho = 0.001055$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.001055} \Rightarrow \lambda_i = 19.90$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 19.90 \Rightarrow \lambda_v = 7.96$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.001055 \times 434.78 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.066$$

- Position de l'axe de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B} = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + 15 A_t d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t} = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4}{2} + 15 \times 1.51 \times 22}{12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.51} \Rightarrow V_1 = 7.77 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 7.77 \Rightarrow V_2 = 16.23 \text{ cm}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

$$\Rightarrow I_0 = \frac{12}{3} (7.77^3 + 16.23^3) + (65 - 12) \times 24 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.77 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.51 \times (16.23 - 4)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 66449.812 \text{ cm}^4.$$

Alors :

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{66449.812}{1 + 19.90 \times 0.066} \Rightarrow I_{fi} = 31596.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{66449.812}{1 + 7.96 \times 0.066} \Rightarrow I_{fv} = 47919.70 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_i = \frac{10.23 \times 10^6 \times 5150^2}{10 \times 32164.195 \times 31596.26 \times 10^4} \Rightarrow f_i = 2.67 \text{ mm} < f_{adm} = 10.15 \text{ mm} \Rightarrow$$

Condition Verifier

$$f_v = \frac{10.23 \times 10^6 \times 5150^2}{10 \times 10818.865 \times 47919.70 \times 10^4} \Rightarrow f_v = 5.23 \text{ mm} < f_{adm} = 10.15 \text{ mm} \Rightarrow$$

Condition Verifier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Conclusion :**

La flèche est vérifiée donc ferraillement retenu pour les poutrelles est le suivant :

- **Armature longitudinales**

3HA8 ⇒ Pour les armatures principales (En travée).

1HA12 ⇒ Pour l'armature d'âme (Aux appuis).

- **Armature transversales**

2HA8 avec : **St = 15 cm**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-2- Les escaliers :

Introduction

Les escaliers, construits en béton armé coulé sur place, sont des éléments architecturaux essentiels facilitant la circulation entre les étages.

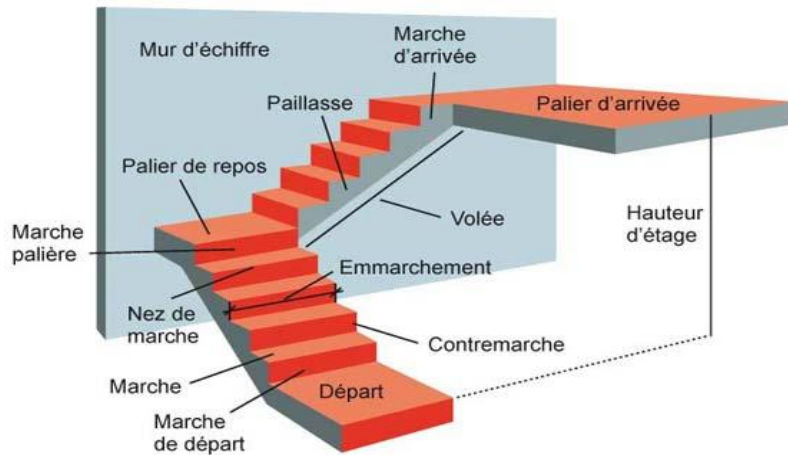


Figure III.2.1: Terminologie d'un escalier.

On a :

- Marche** : Surface plane où l'on pose le pied.
- Contremarche**: Partie verticale entre deux marches.
- Giron** : Distance horizontale entre deux contremarches.
- Volée** : Section de l'escalier entre deux paliers.
- Paillasse** : Dalle en béton armé intégrant marches et contremarches.
- Emmarchement** : Largeur de la marche.
- Palier** : Plateforme entre deux volées.

2-1-Pré-dimensionnement d'escalier de RDC :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.57}{0.17} = 21 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1^{er} \text{ volée} : n_0 = 3 \\ 2^{eme} \text{ volée} : n_1 = 9 \\ 3^{eme} \text{ volée} : n_2 = 9 \end{array} \right.$$

▪ Vérification de la loi de BLANDEL:

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow g+2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- 1^{ère} volée :

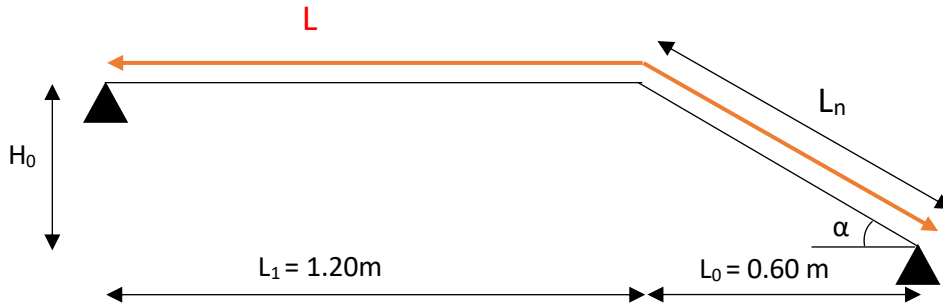


Schéma de la 1^{ère} volée.

- $H_0 = h \times n_0 = 17 \times 3 \Rightarrow H_0 = 0.51 \text{ m}$
- $L_0 = m \times g = (3 - 1) \times 30 \Rightarrow L_0 = 0.60 \text{ m}$

- L'angle de la paille :

- $\tan \alpha = \frac{H_0}{L_0} = \frac{0.51}{0.60} \Rightarrow \alpha = 40.36^\circ$
- $\cos \alpha = \frac{L_0}{L_n} \Rightarrow L_n = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{0.60}{\cos 40.36^\circ} \Rightarrow L_n = 0.79 \text{ m}$

- Epaisseur de la paille :

- $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow L = L_n + L_1 = 0.79 + 1.20 \Rightarrow L = 1.99 \text{ m} \Rightarrow ep = 20 \text{ cm}$

- 2^{ème} volée :

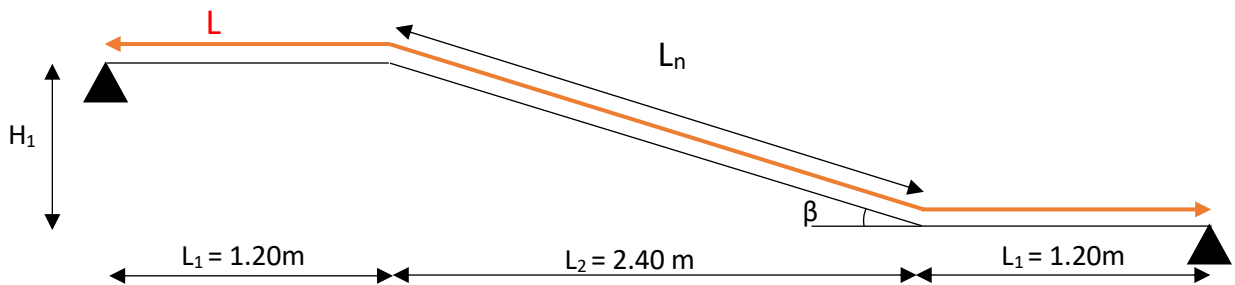


Schéma de la 2^{ème} volée.

- $H_1 = h \times n_1 = 17 \times 9 \Rightarrow H_1 = 1.53 \text{ m}$
- $L_2 = m \times g = (9 - 1) \times 30 \Rightarrow L_2 = 2.40 \text{ m}$

- L'angle de la paille :

- $\tan \beta = \frac{H_1}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \beta = 32.52^\circ$
- $\cos \beta = \frac{L_2}{L_n} \Rightarrow L_n = \frac{L_2}{\cos \beta} = \frac{2.40}{\cos 32.52^\circ} \Rightarrow L_n = 2.85 \text{ m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Epaisseur de la paillasse :

- $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow L = L_n + L_1 + L_2 = 2.85 + 1.20 + 2.40 \Rightarrow L = 5.25 \text{ m}$
- $\Rightarrow ep = 20 \text{ cm}$

2-2-Charges et surcharges appliqué sur l'escalier :

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

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

- La volée :

Tableau III.2.1 : les charges permanentes appliquées sur la volée.

Désignation	Epaisseur [m]	ρ [KN/m ³]	1 [ml]	G [KN/ml]
Garde-corps	/	/	1	0.20
carrelage	0.02	20	1	0.40
Enduit ciment	0.02	18	1	0.36
Mortier de pose	0.02	20	1	0.40
Marche	0.17	25	1	2.125
Paillasse	0.20	25	1	5.00
Lit de sable	0.20	18	1	0.36
				G = 8.85

- Le palier :

Tableau III.2.2 : les charges permanentes appliquées sur le palier.

Désignation	Epaisseur [m]	ρ [KN/m ³]	1 [ml]	G [KN/ml]
carrelage	0.02	20	1	0.40
Enduit ciment	0.02	18	1	0.36
Mortier de pose	0.02	20	1	0.40
Lit de sable	0.20	18	1	0.36
Dalle en béton	0.20	25	1	5.00
				G = 6.25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

2-3-Selon l'état limite ultime :

a- Combinaison de charge :

-La volée : $q_{uv} = 1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.50 \Rightarrow q_{uv} = 15.70 \text{ KN/ml}$.

-Le palier : $q_{up} = 1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.50 \Rightarrow q_{up} = 12.55 \text{ KN/ml}$.

b- Calcul des efforts interne :

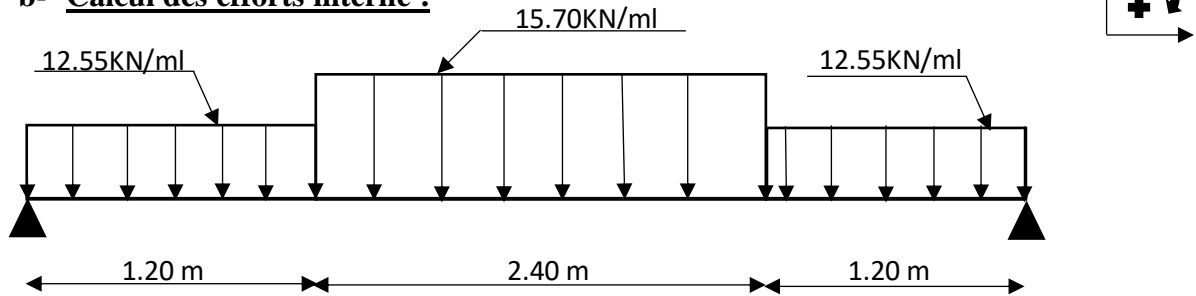


Schéma statique des charges « qu »

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (12.55 \times 1.20) \times 2 - (15.70 \times 2.40)$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 67.80 \text{ KN}$$

Par symétrie : $R_{Ay} = R_{By} = \frac{67.80}{2} = 33.90 \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = 33.90 \text{ KN}$

❖ 1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\bullet \sum F/y = 0 \Rightarrow 33.90 - 12.55x - T_y = 0$$

$$T_y = -12.55x + 33.90$$

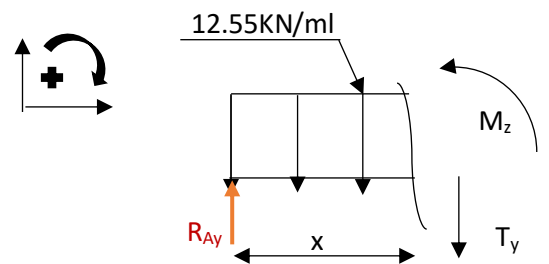
$$\bullet \sum M/. = 0 \Rightarrow -M_z - 12.55x \frac{x}{2} + 33.90x = 0$$

$$M_z = -6.275x^2 + 33.90x$$

Avec :

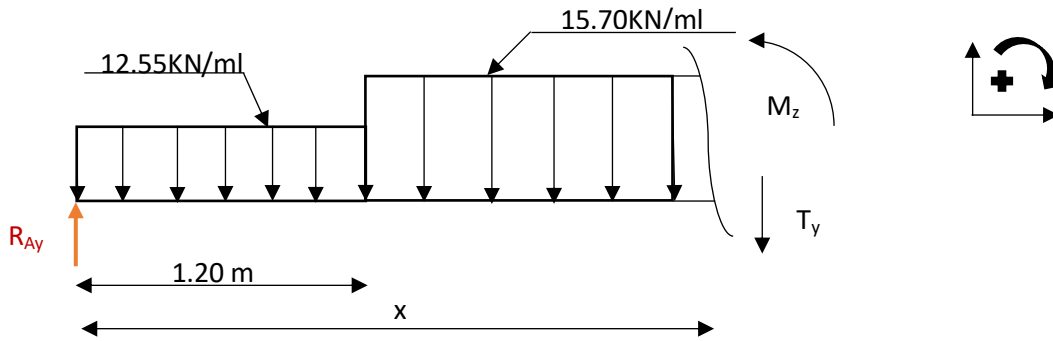
$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 33.90 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow T_y = 18.84 \text{ KN} ; M_z = 31.65 \text{ KN.m}$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

❖ 2^{eme}Tronçon : $1.20 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$



- $\sum F/y = 0 \Rightarrow 33.90 - (12.55 \times 1.20) - 15.70 \times (x - 1.20) - T_y = 0$

$$T_y = -15.70x - 37.68$$

- $\sum M/ = 0 \Rightarrow -M_z - 15.70 \times (x - 1.2) \left(\frac{x-1.2}{2}\right) - (12.55 \times 1.2) \left(x - \frac{1.2}{2}\right) - 33.9x = 0$

$$M_z = -7.85x^2 + 37.68x - 2.264$$

On a : $T_y = 0 \Rightarrow x = \frac{37.68}{15.70} \Rightarrow x = 2.40 \text{ m}$

Avec :

$$x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow T_y = 18.84 \text{ KN} ; M_z = 31.65 \text{ KN.m}$$

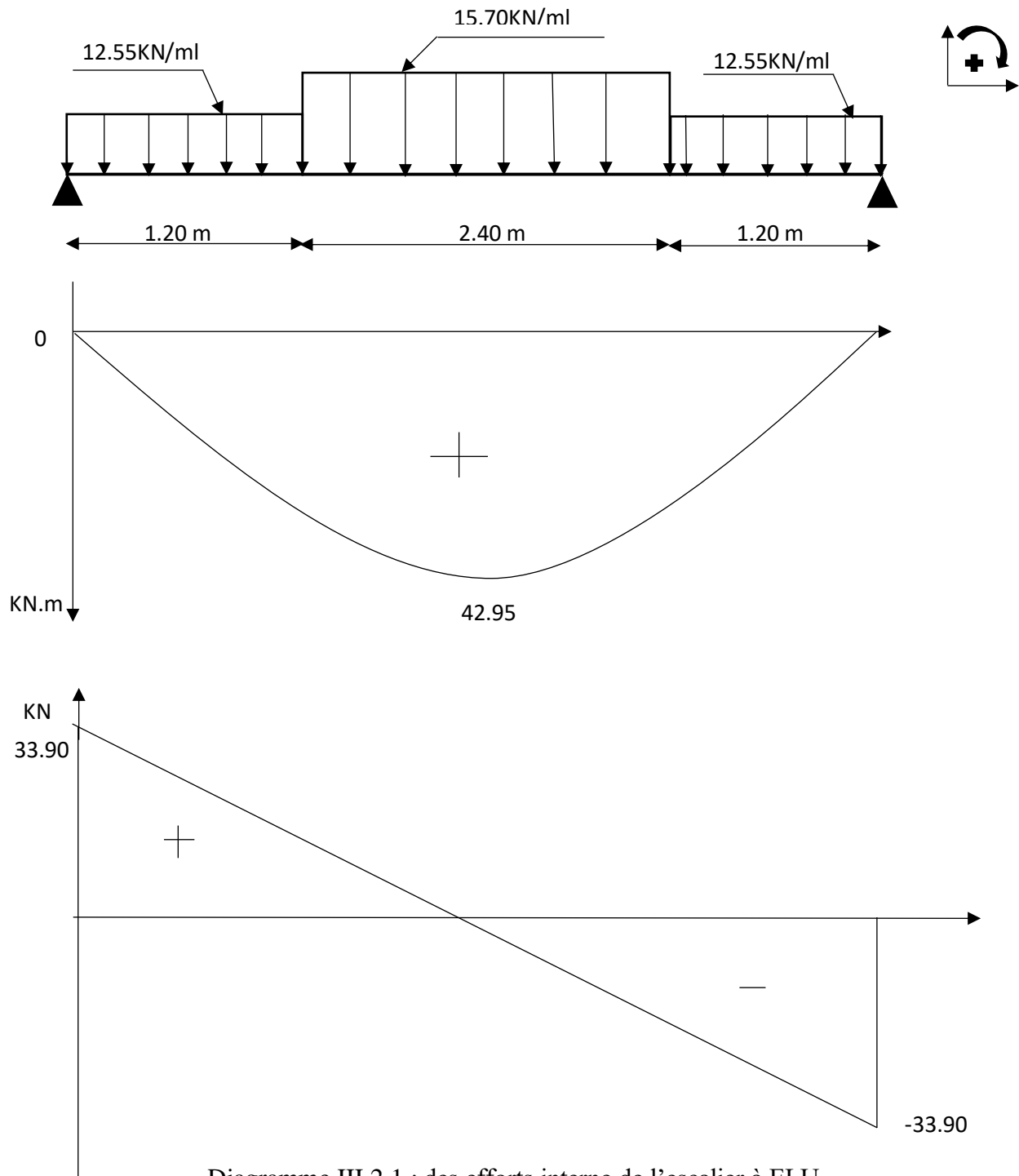
$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN} ; M_z = 42.95 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.60 \text{ m} \Rightarrow T_y = -18.84 \text{ KN} ; M_z = 31.65 \text{ KN.m}$$

Par symétrie :

$$X = 4.80 \text{ m} \Rightarrow T_y = -33.90 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



-Ensuite on multipliant $M_{z_{max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (42.95) \Rightarrow M_z^a = 12.89 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = -0.85 \times (42.95) \Rightarrow M_z^t = 36.50 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

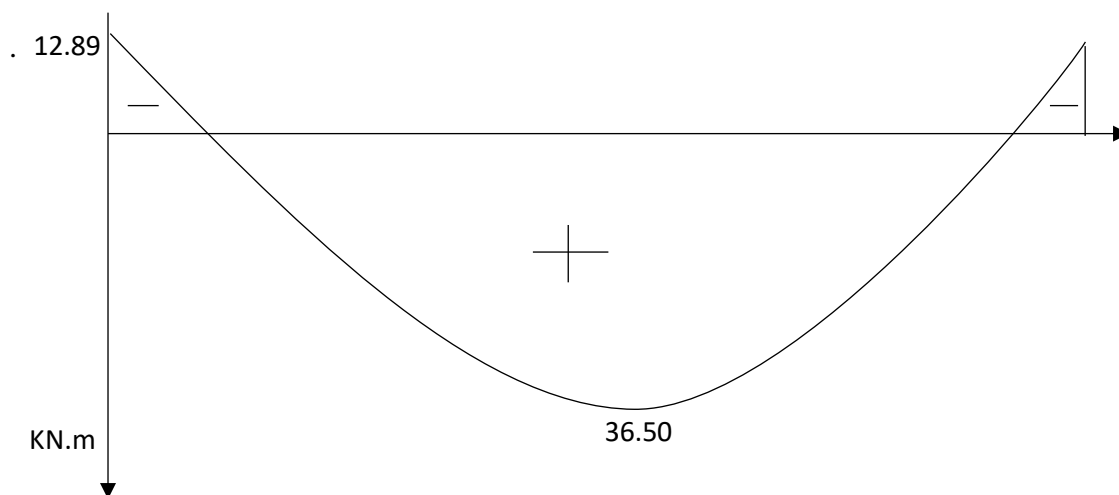


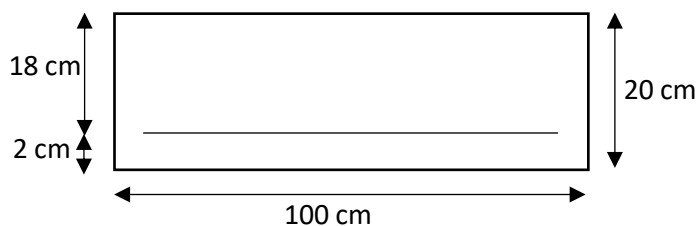
Diagramme III.2.2 : Moment corrigé à ELU

2-4-Calcul de ferrailage :

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

On a : $M_z^a = 12.89 \text{ KN.m}$

$M_z^t = 36.50 \text{ KN.m}$



a- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{12.87 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow La section est simplement armée d'où $\beta = 0.986$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.87 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 1.67 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **6HA10 = 4.71 cm²**.

-espacement **ep = 15 cm**.

• Armature de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} \Rightarrow A_{rt} = 1.18 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **4HA8 = 2.01 cm²**.

-espacement **ep = 25 cm**.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- En travée:

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 F_{bu}} = \frac{36.50 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.0793 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow La section est simplement armée d'où $\beta = 0.958$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{36.50 \times 10^3}{0.958 \times 18 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 4.87 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **6HA16 = 12.06 cm²**, avec un espacement **ep = 15cm**.

• Armature de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12.06}{4} \Rightarrow A_{rt} = 3.015 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **4HA10 = 3.14 cm²**, avec un espacement **ep = 25cm**.

2-5-Vérification à L'ELU :

1- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

• Aux appuis

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

• En travée :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

2- Espacement des barres :

a- Armature longitudinale : $St \leq \min(3h, 33)$

-Aux appuis : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(60 ; 33) \Rightarrow$ Condition vérifier

-En travée : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(60 ; 33) \Rightarrow$ Condition vérifier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b- Armatures de répartition : $St \leq \min(4h, 45)$

-Aux appuis : $St = 25\text{cm} \leq \min(80; 45) \Rightarrow$ Condition vérifier

-En travée : $St = 25\text{cm} \leq \min(80; 45) \Rightarrow$ Condition vérifier

3- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.90 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.188\text{MPa}$$

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = \{3.33; 5\text{MPa}\}$

$$\tau_u = 0.188\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

4- Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 33.90 \times 10^3}{1000 \times 162} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow 0.42\text{MPa} < 13.33\text{MPa}$$

\Rightarrow pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 162cm: La longueur d'appuis à considérer.

b = 100 cm : largeur de la poutre

5- Influence sur les aciers :

• Aux appuis : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 33.90 \times 10^3}{500} = 0.7797\text{ cm}^2$$

$A_a = 4.71\text{ cm}^2 > 0.7797\text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifier

6- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15\text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \sum u_i = 188.40 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{33.90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188.40} \Rightarrow \tau_{se} = 1.11 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.11 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

En travée :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \sum u_i = 301.44 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{33.90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 301.44} \Rightarrow \tau_{se} = 0.69 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.69 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

7- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Alors : } L_s = \frac{16 \times 500}{4 \times 2,835} = 705.47 \text{ mm; J'opte pour : } L_s = 70.55 \text{ cm}$$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0,5 \times L_s$

⇒ $L_c = 0,5 \times 70.55 = 35.28 \text{ cm.}$ On opte pour $L_c = 40 \text{ cm.}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

2-6-Selon l'état limite de service :

a- Combinaison de charge :

-La volée : $q_{sv} = 8.85 + 2.50 \Rightarrow q_{sv} = 11.35 \text{ KN/ml}$.

-Le palier : $q_{sp} = 6.52 + 2.50 \Rightarrow q_{sp} = 9.02 \text{ KN/ml}$.

b- Calcul des efforts interne :

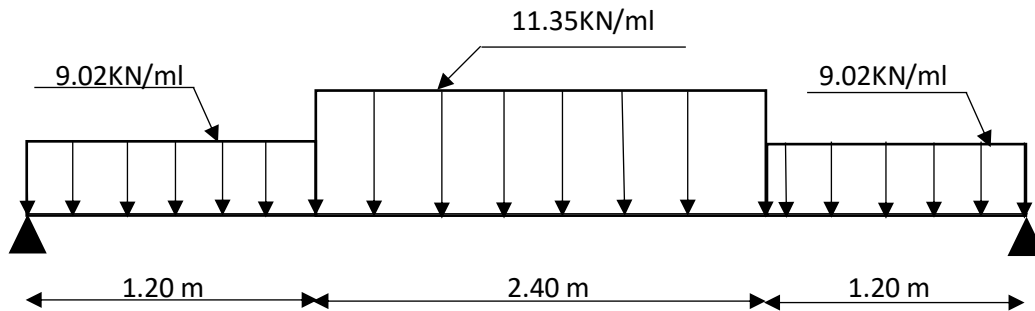


Schéma statique des charges « qs »

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (9.02 \times 1.20) \times 2 - (11.35 \times 2.40)$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 48.89 \text{ KN}$$

Par symétrie : $R_{Ay} = R_{By} = \frac{48.89}{2} = 24.44 \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = 24.44 \text{ KN}$

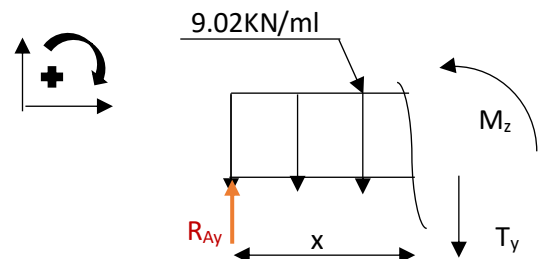
❖ 1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$

$$\bullet \sum F/y = 0 \Rightarrow 24.44 - 9.02x - T_y = 0$$

$$T_y = -9.02x + 24.44$$

$$\bullet \sum M/ = 0 \Rightarrow -M_z - 9.02x \frac{x}{2} + 24.44x = 0$$

$$M_z = -4.51x^2 + 24.44x$$



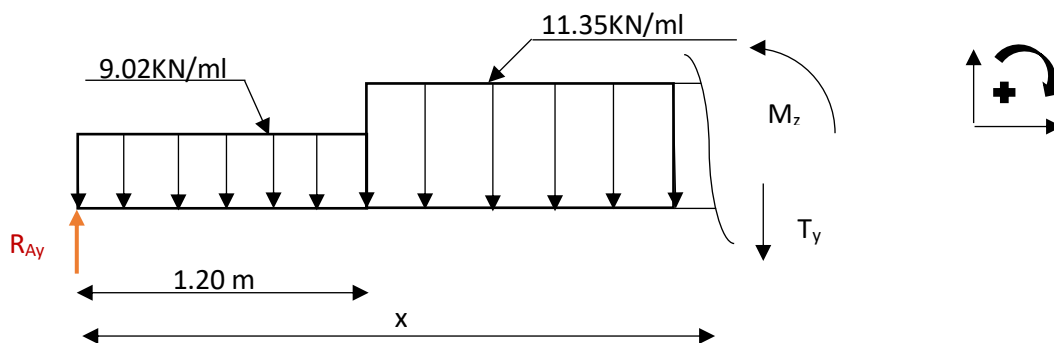
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

$$x = 0\text{m} \Rightarrow T_y = 24.44 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow T_y = 13.62 \text{ KN} ; M_z = 22.83 \text{ KN.m}$$

❖ **2^{eme} Tronçon :** $1.20 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$



$$\bullet \sum F/y = 0 \Rightarrow 24.44 - (9.02 \times 1.20) - 11.35 \times (x - 1.20) - T_y = 0$$

$$T_y = -11.35x - 27.236$$

$$\bullet \sum M/ = 0 \Rightarrow -M_z - 11.35 \times (x - 1.2) \left(\frac{x-1.2}{2} \right) - (9.02 \times 1.2) \left(x - \frac{1.2}{2} \right) - 24.44x = 0$$

$$M_z = -5.675x^2 + 27.236x - 1.678$$

On a : $T_y = 0 \Rightarrow x = \frac{27.236}{11.35} \Rightarrow x = 2.40\text{m}$

Avec :

$$x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow T_y = 13.62 \text{ KN} ; M_z = 22.83 \text{ KN.m}$$

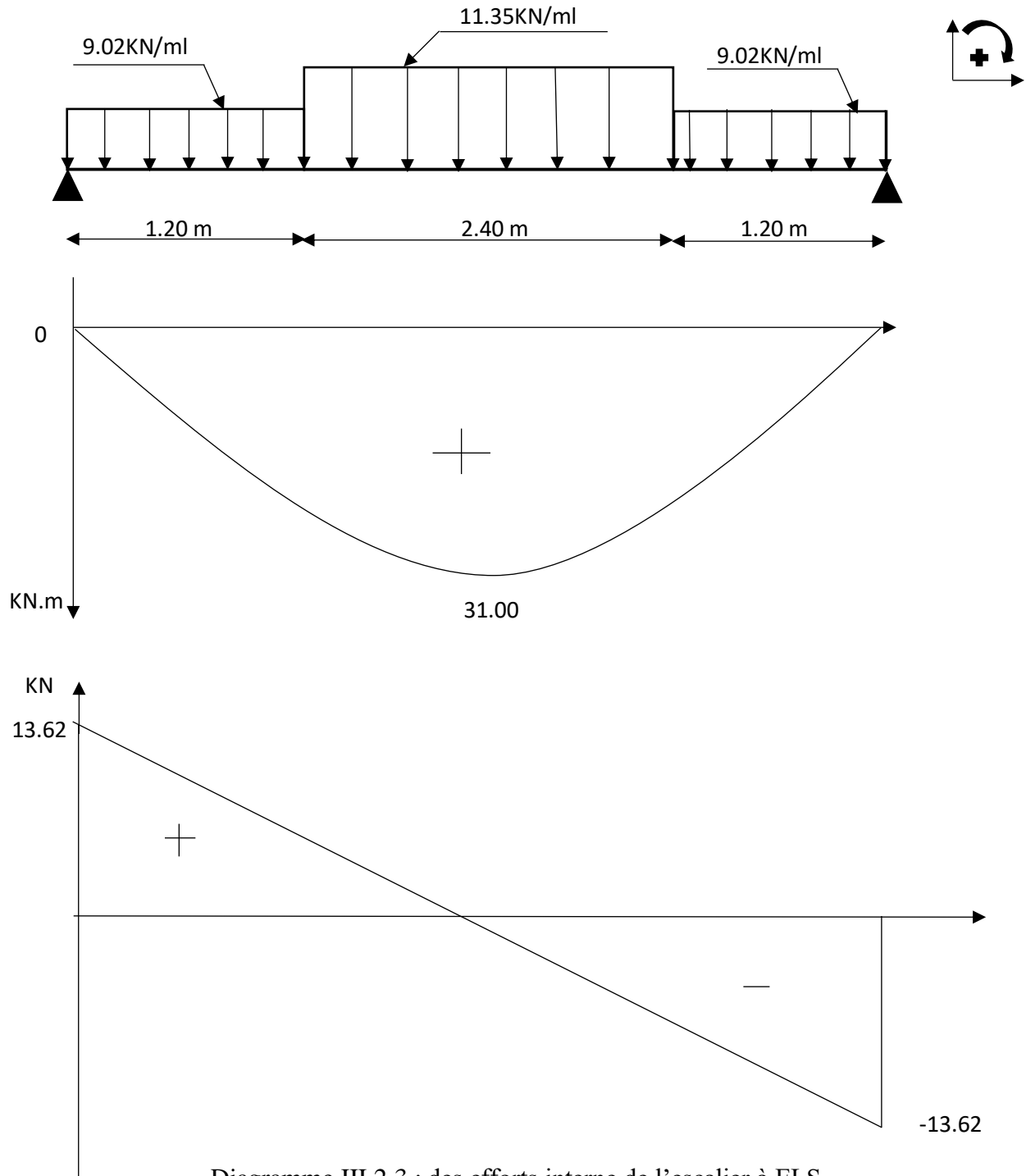
$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN} ; M_z = 31.00 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.60 \text{ m} \Rightarrow T_y = -13.62 \text{ KN} ; M_z = 22.83 \text{ KN.m}$$

Par symétrie :

$$X = 4.80\text{m} \Rightarrow T_y = -24.44 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



-Ensuite on multipliant $M_{z_{max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (31.00) \Rightarrow M_z^a = -9.30 \text{KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (31.00) \Rightarrow M_z^t = 26.35 \text{KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

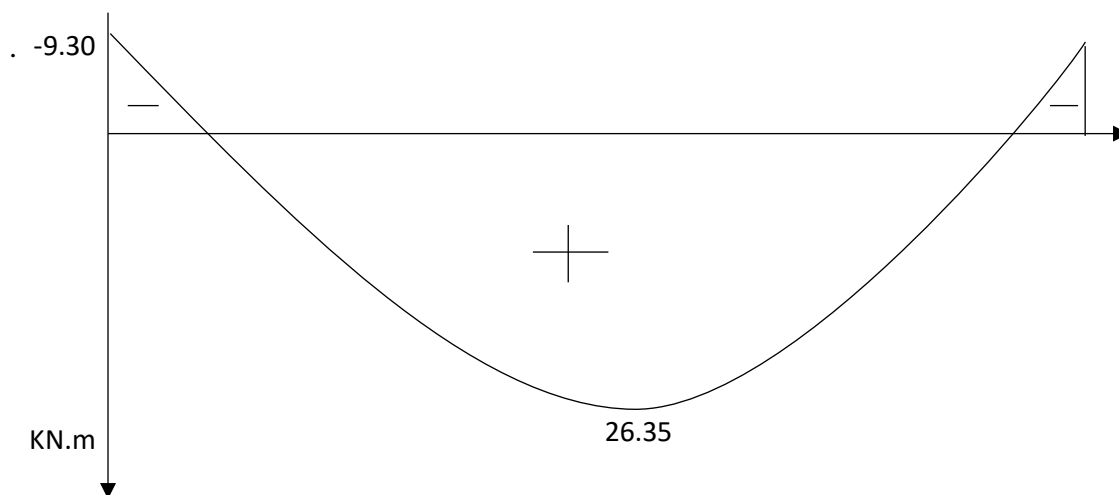


Diagramme III.2.4 : Moment corrigé à ELS

2-7-Vérification à L'ELS:

d- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

e- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-La section adoptée en travée : $6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$.

-La section adoptée en appui : $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

Tableau III.2.3 : Vérifications des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	B	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.675	0.880	137.94	434.80	26.67	5.17	15	Condition vérifié
En appui	0.268	0.918	338.57	434.80	45.98	7.36	15	Condition vérifié

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

f- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{480} = 0.0416 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition Non vérifier.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 3.14 \cdot 10^{-3} < \frac{3.6}{500} = 7.20 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{480} = 0.0416 < \frac{26.35}{10 \times 11.42} = 0.23 \Rightarrow$ **Condition Non vérifier.**

Remarque :

Étant donné que deux conditions ne sont pas vérifier, il est nécessaire de calculer la flèche.

▪ Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} \Rightarrow f_{adm} = 9.60 \text{ mm}$$

Avec :

- $E_i = 32164.195 \text{ MPa}$: Module de déformation instantané
- $E_v = 10818.865 \text{ MPa}$: Module de déformation différé
- $l = 4.80 \text{ m}$: la longueur de l'escalier.
- \bar{f} : La flèche admissible.
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.
- $\mu ; \lambda$: coefficients.

▪ Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- μ ; λ : coefficients a utilisé :

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} = \frac{12.06}{100 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0067$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0067} \Rightarrow \lambda_i = 3.13$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.13 \Rightarrow \lambda_v = 1.25$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 137.94 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.366$$

- Position de l'axe de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B} = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 12.06 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 12.06} \Rightarrow V_1 = 10.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.66 \Rightarrow V_2 = 9.34 \text{ cm}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_2 - c)^2.$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100}{3} (10.66^3 + 9.34^3) + 15 \times 12.06 \times (9.34 - 2)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 77283.96 \text{ cm}^4.$$

Alors :

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{77283.96}{1 + 3.13 \times 0.366} \Rightarrow I_{fi} = 39622.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{77283.96}{1 + 1.25 \times 0.366} \Rightarrow I_{fv} = 58327.52 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_i = \frac{26.35 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 32164.195 \times 39622.09 \times 10^4} \Rightarrow f_i = 4.76 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.60 \text{ mm}$$

\Rightarrow Condition Verifier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$f_v = \frac{26.35 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 10818.865 \times 58327.52 \times 10^4} \Rightarrow f_v = 9.60 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.60 \text{ mm}$$

⇒ **Condition Verifier**

▪ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée après l'augmentation de la section d'acier donc le ferrailage retenu pour l'escalier est le suivant:

• **En travée :**

Armatures principales : 6HA16 avec : St = 15 cm

Armatures de répartition : 4HA10 avec : St = 25 cm

• **Aux appuis :**

Armatures principales : 6HA10 avec : St = 15 cm

Armatures de répartition : 4HA8 avec : St = 25 cm

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-3- La poutre palière :

Introduction :

Cette poutre rectangulaire de 3,05 m, semi-encastree dans deux poteaux, est conue pour resister à son propre poids, au poids du mur exterieur (double cloison) et à la charge de la console en porte-à-faux.

3-1-Pré-dimensionnement :

- La hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \text{ Avec : } L = 305 - 25 \Rightarrow L = 280 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.67 \leq h \leq 28.00 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

- La largeur de la poutre palière :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow b = 12.00 \leq b \leq 21.00 \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)

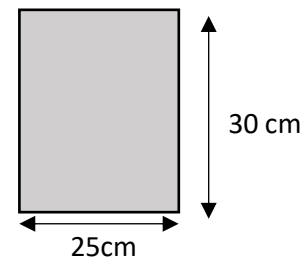
$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

$h/b = 1.50 \leq 4$ \Rightarrow La condition est vérifiée.

Notre poutre a pour dimension:

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2.$$



3-2-Charges et surcharges appliqué sur l'escalier :

-Poids propre de la poutre palière : $G1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.88 \text{ KN/ml}$.

-Poids du mur exterieur : $G2 = (3.06 - 0.35) \times 2.36 = 6.40 \text{ kN/ml}$ ($P_s = 0.35 \text{ m}$ et $H_e = 3.57 \text{ m}$).

-Réaction au point A à l'ELU : $RAy\text{-ELU} = Qu = 33.90 \text{ KN/ml}$.

-Réaction au point A à l'ELS : $RAy\text{-ELS} = Q_s = 13.62 \text{ KN/ml}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

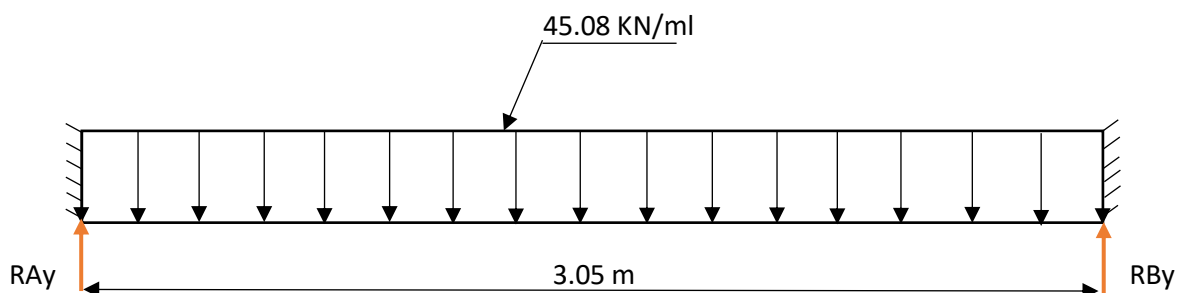
3-3-Les combinaisons de charges

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + T_{yu} = 1.35 (1.88 + 6.40) + 33.90 \Rightarrow q_u = 45.078 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + T_{ys} = (1.88 + 6.40) + 13.62 \Rightarrow q_s = 21.90 \text{ KN/ml}$$

3-4-Selon l'état limite ultime :

a- Calcul des efforts interne :



• Les réactions d'appuis :

-Effort tranchant :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - 45.08 \times 3.05 = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 137.49 \text{ KN} \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = \frac{137.49}{2} \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = 68.74 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{45.08 \times 3.05^2}{8} \Rightarrow M_0 = 52.42 \text{ KN.m}$$

-Moments corrigés:

- En travée: $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 52.42 \Rightarrow M_t = 44.56 \text{ KN.m}$
- Aux appuis: $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 52.42 \Rightarrow M_a = -15.73 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

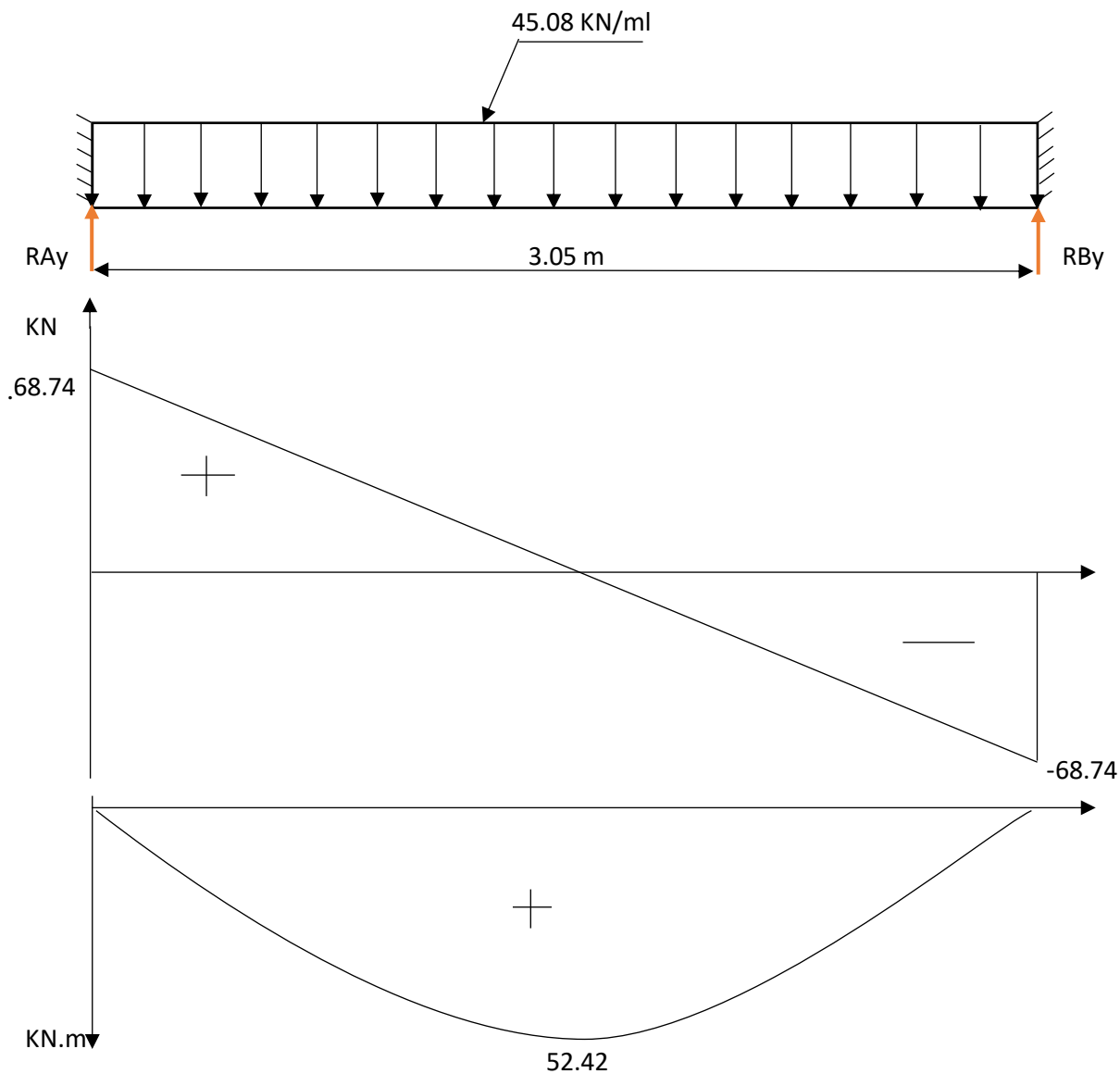


Diagramme III.15 : des efforts interne de l'escalier à ELU

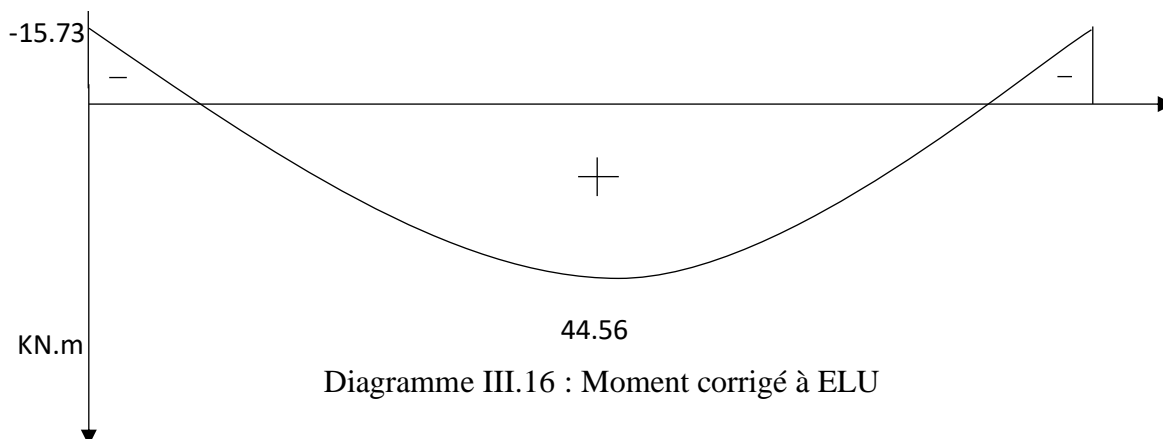


Diagramme III.16 : Moment corrigé à ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

3-5-Calcul de ferrailage :

a- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{15.73 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armé d'où $\beta = 0.971$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15.73 \times 10^3}{0.971 \times 28 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA14 = 4.62cm².**

b- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{44.56 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.160 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armé d'où $\beta = 0.912$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{44.56 \times 10^3}{0.912 \times 28 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 3.77 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA14 = 4.62cm².**

3-6-Vérification à L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifie 99)

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 0.68 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

• En travée :

$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifie 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{68.74 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.982 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = \{3,33; 5\text{MPa}\}$

$$\tau_u = 0.982\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

c- **Influence de l'effort tranchant aux appuis** : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 68.74 \times 10^3}{250 \times 252} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow 2.18\text{MPa} < 13.33\text{MPa}$$

\Rightarrow pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 25.2cm: La hauteur d'appuis à considérer.

b = 25 cm : largeur de la poutre

d- **Influence sur les aciers** :

- **Aux appuis** : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 68.74 \times 10^3}{500} = 1.58$$

$$A_a = 3.02 \text{ cm}^2 > 1.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

e- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres** : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum u_i = 131.88 \text{ mm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{68.74 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131.88} \Rightarrow \tau_{se} = 2.068 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.068 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

En travée :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum u_i = 131.88 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{68.74 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131.88} \Rightarrow \tau_{se} = 2.068 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.068 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

f- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Alors : } L_s = \frac{14 \times 500}{4 \times 2,835} = 617. \text{ mm; J'opte pour : } L_s = 65 \text{ cm}$$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0,5 \times L_s$

$$\Rightarrow L_c = 0,5 \times 65 = 30.90 \text{ cm. On opte pour } L_c = 35 \text{ cm.}$$

g- Calcul des armatures transversale (BAEL 91/ Art A.7.2.2)

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right) = \min(0.86; 1.40; 2.5) \Rightarrow \emptyset_t = 0.86 \text{ cm}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

h- Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(25,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq 25,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

i- Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2

-Armatures transversales minimales :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 25 \times 25 = 1,88 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

-Zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) :$

$$S_t \leq \min (7,50 ; 16,80) \Rightarrow S_t \leq 7,50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

j- Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1,22)

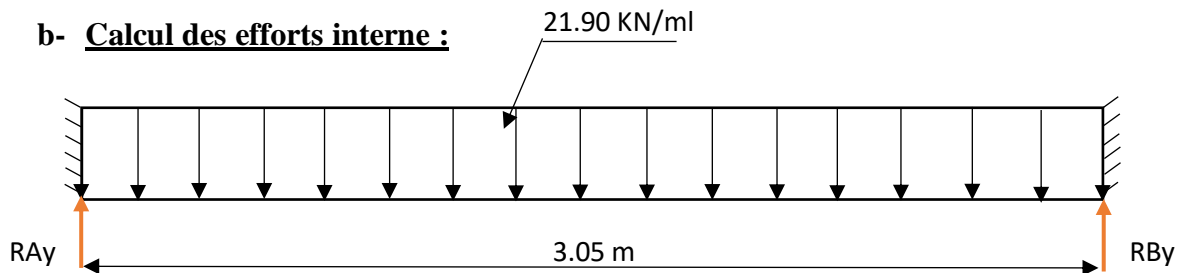
Si A_t représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \min \geq \frac{0,4 b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{500} \Rightarrow A_t \min \geq 0,30 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$

3-7-Selon l'état limite de service :

b- Calcul des efforts interne :



• Les réactions d'appuis :

-Effort tranchant :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - 21,90 \times 3,05 = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 66,795 \text{ KN} \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = \frac{66,795}{2} \Rightarrow R_{Ay} = R_{By} = 33,40 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{21.90 \times 3.05^2}{8} \Rightarrow M_0 = 24.47 \text{ KN.m}$$

-Moments corrigés:

- En travée: $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.47 \Rightarrow M_t = 21.65 \text{ KN.m}$
- Aux appuis: $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 24.47 \Rightarrow M_a = -7.64 \text{ KN.m}$

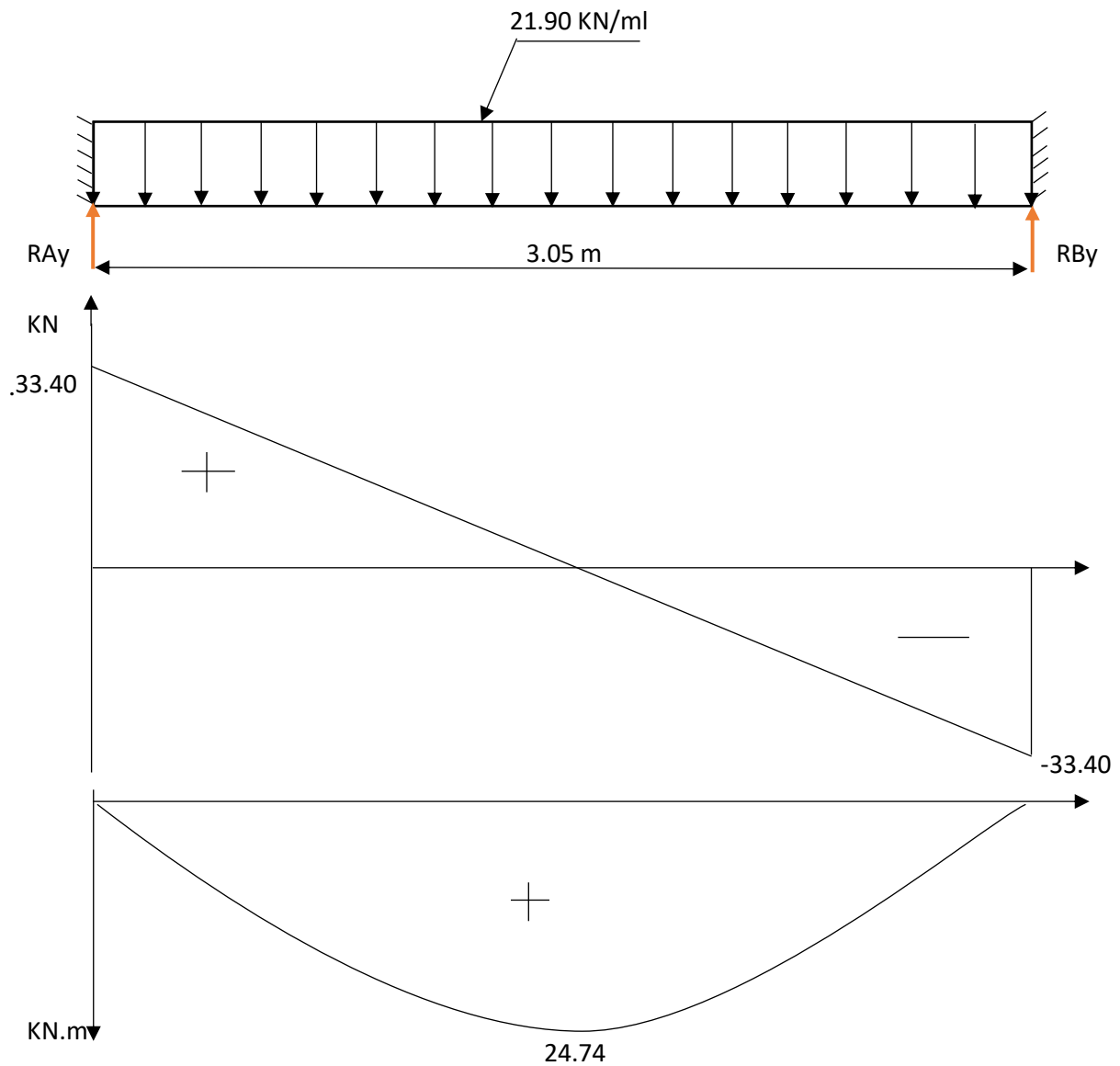
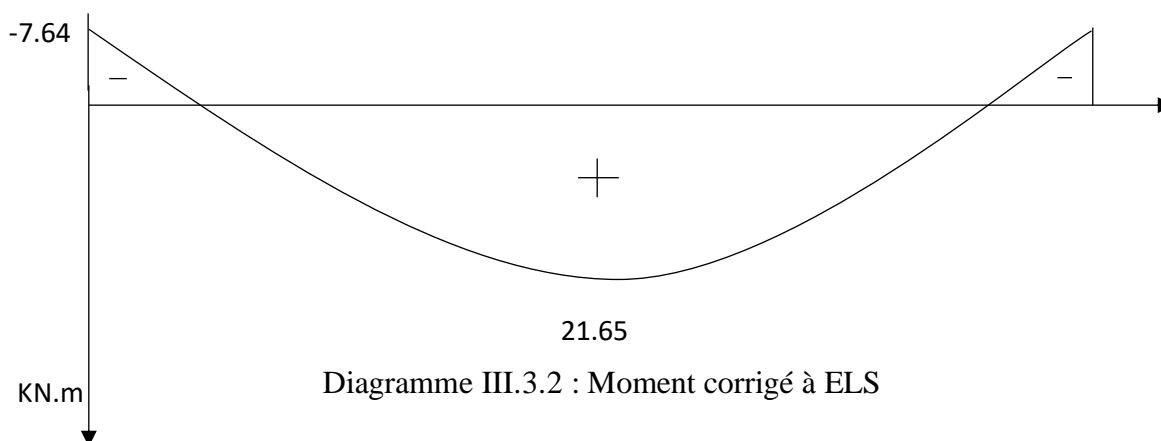


Diagramme III.3.1 : des efforts interne de l'escalier à ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



3-8-Vérification à L'ELS:

a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédents on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-La section adoptée en travée : 3HA14 = 4.62 cm².

-La section adoptée en appui : 3HA14 = 4.62 cm².

Tableau III.3.1 : Vérifications des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.661	0.881	189.97	434.80	27.02	7.03	15	Condition vérifié
En appui	0.661	0.881	189.97	434.80	27.02	7.03	15	Condition vérifié

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 28} = 6.6 \cdot 10^{-3} < \frac{4.2}{500} = 8.40 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.098 > \frac{21.65}{10 \times 25.47} = 0.085 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (la flèche est vérifiée).

3-9-Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- Armatures longitudinales :

Armatures inférieures (En travée) : **3HA14** avec : **St = 7 cm**

Armatures supérieures (Aux appuis) : **3HA14** avec : **St = 7 cm**

- Armatures transversales :

Cadre + étrier **HA8**

Avec:

-Zone nodale: **S_t = 7cm**

-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : **S_t= 15cm**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-4- La poutre de chaînage :

Introduction

La poutre de chaînage est une poutre continue avec une inertie uniforme, posée sur deux appuis. Elle soutient à la fois son propre poids et celui des cloisons extérieures. Elle assure la solidité et la stabilité de l'ensemble de la structure.

-Suite au pré-dimensionnement effectué et à la vérification des exigences du RPA 2003, nous avons retenu une largeur de $b = 20$ cm et une hauteur de $h = 30$ cm.

4-1- Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanente :

-Poids propre de la poutre : $P_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_p = 1.50 \text{ KN/ml}$

-Poids de mur extérieur : $P_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.30) \Rightarrow P_{\text{mur}} = 6.52 \text{ KN/ml}$

-Poids de plancher : $P_{\text{plancher}} = \frac{G_{\text{plancher}}}{2} \times L_{\text{hourdis}} = \frac{5.96}{2} \times 0.65 \Rightarrow P_{\text{plancher}} = 1.94 \text{ KN/ml}$

On aura : $G_{\text{ch}} = 1.50 + 6.52 + 1.94 \Rightarrow G_{\text{ch}} = 10.00 \text{ KN/ml}$.

b- Charges d'exploitations :

On a l'étage courant est le plus défavorable selon la surcharges.

Donc : $Q = \frac{1.50}{2} \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.49 \text{ KN/ml}$.

4-2- Les combinaisons des charges :

a- Selon l'état limite ultime

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.00 + 1.5 \times 0.49 \Rightarrow q_u = 14.30 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b- Selon l'état limite de service :

$$q_s = G + Q = 10.00 + 0.49 \Rightarrow q_s = 10.49 \text{ KN/ml}$$

4-3- Calcul des efforts internes à ELU:

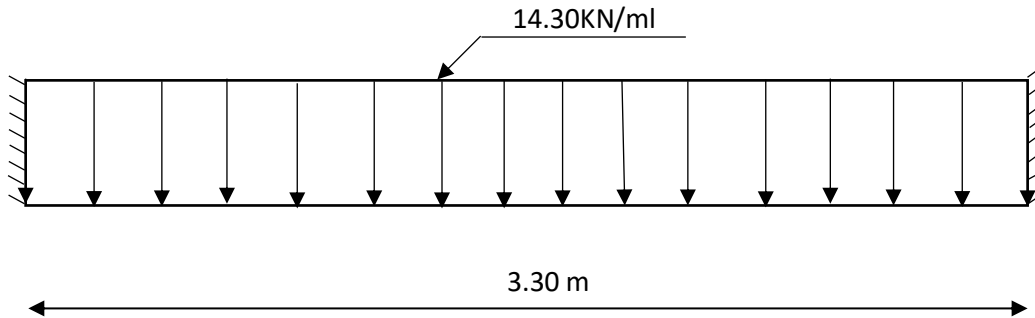


Schéma statique des charges « qu »

-Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{14.30 \times 3.30}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 23.60 \text{ KN}$

-Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{14.30 \times 3.30^2}{8} \Rightarrow M_0 = 19.50 \text{ KN.m}$

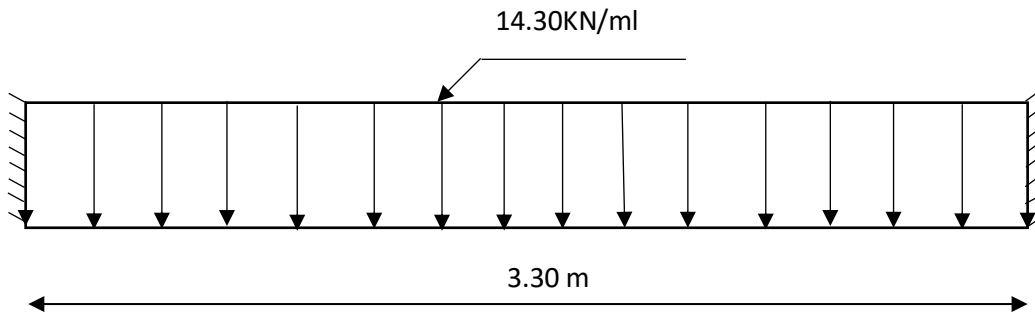
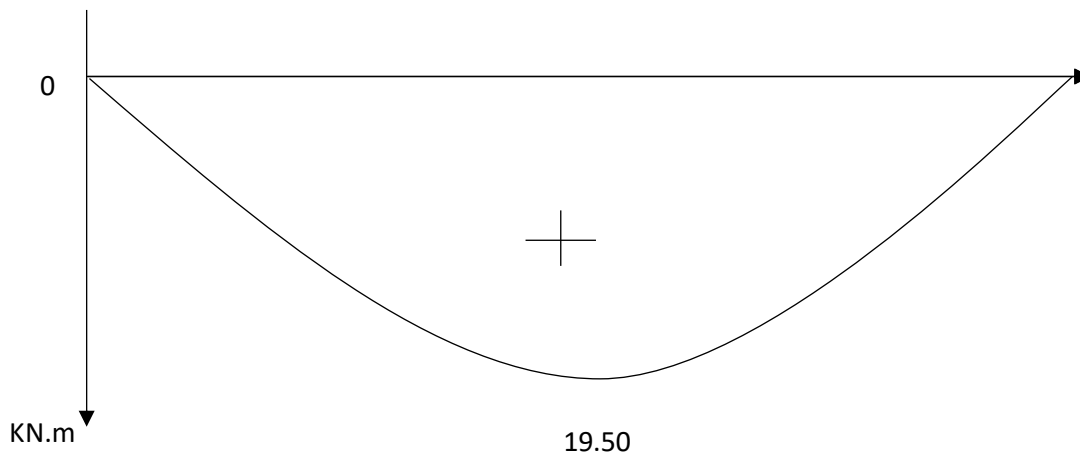


Schéma statique des charges « qu »



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

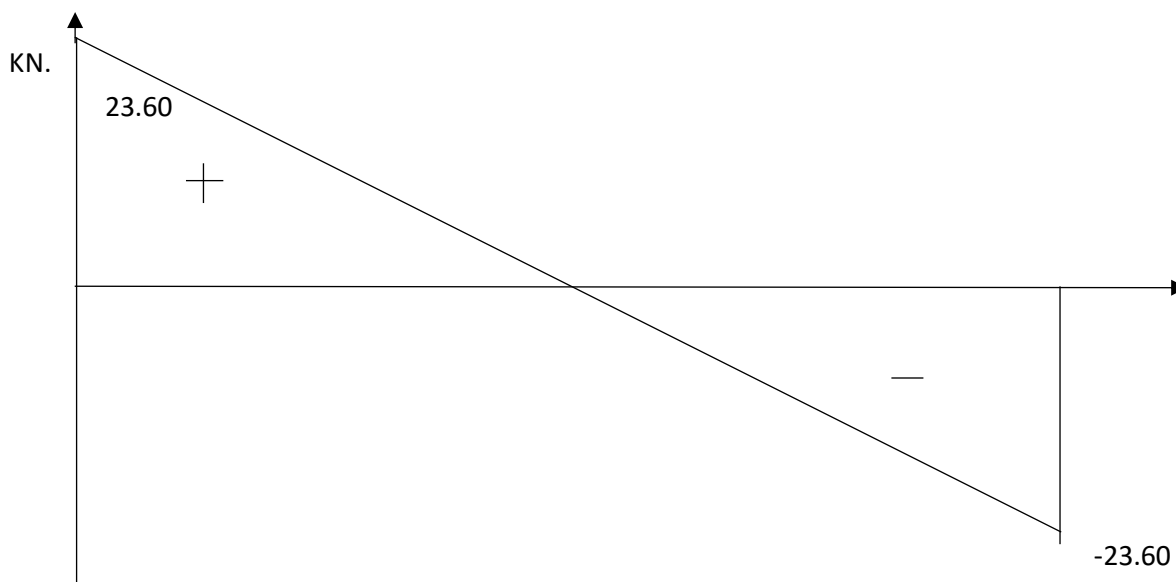


Diagramme III.4.1 : des efforts interne de la poutre de chaînage à ELU

-Ensuite on multipliant $M_{z_{max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (19.50) \Rightarrow M_z^a = -5.85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (19.50) \Rightarrow M_z^t = 16.60 \text{ KN.m}$

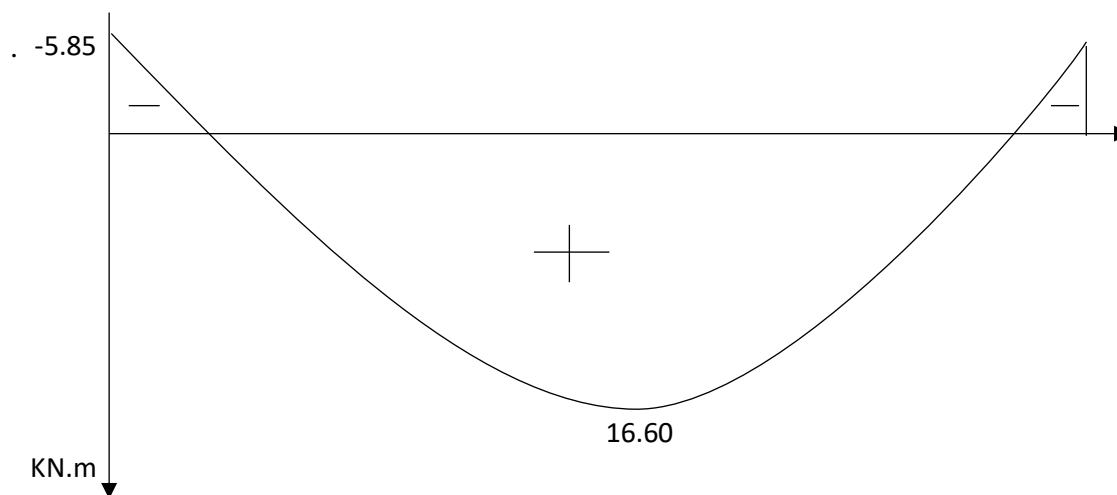


Diagramme III.4.2 : Moment corrigé à ELU

4-3-Calcul de ferrailage :

a- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{5.85 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.026 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow La section est simplement armé d'où $\beta = 0.987$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.85 \times 10^3}{0.987 \times 28 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 0.49 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA12 = 3.39 cm²**.

- b- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{16.60 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.075 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armé d'où $\beta = 0.960$

- Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.60 \times 10^3}{0.960 \times 28 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 1.42 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA12 = 3.39 cm²**.

4-5-Vérification à L'ELU :

- a- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifie 99)

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 0.54 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

- En travée :

$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

- b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifie 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{23.60 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.42 \text{ MPA}$$

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \{3,33; 5\text{MPa}\}$

$\tau_u = 0.42 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- **Influence de l'effort tranchant aux appuis** : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 23.71 \times 10^3}{200 \times 252} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow 0.92 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

⇒ pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 25.2cm: La hauteur d'appuis à considérer. **b** = 25 cm : largeur de la poutre

d- **Influence sur les aciers** :

• **Aux appuis** : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 23.71 \times 10^3}{500} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifier

e- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres** : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

• ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

• $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 113.04 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{23.71 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} \Rightarrow \tau_{se} = 0.832 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.832 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

En travée :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 113.04 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{23.71 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} \Rightarrow \tau_{se} = 0.832 \text{ MPA}$$
$$\tau_{se} = 0.832 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

f- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$$

Alors : $L_s = \frac{12 \times 500}{4 \times 2.835} = 529.10 \text{ mm}$; J'opte pour : $L_s = 55 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0.5 \times L_s$

⇒ $L_c = 0.5 \times 55 = 27.50 \text{ cm}$. On opte pour $L_c = 30 \text{ cm}$.

g- Calcul des armatures transversales (BAEL 91/ Art A.7.2.2)

$$\sigma_t = \min\left(\frac{h}{35}; \sigma_1; \frac{b}{10}\right) = \min(0.86; 1.20; 2.00) \Rightarrow \sigma_t = 0.86 \text{ cm}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\sigma_8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

h- Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(25.20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq 25.2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

i- Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2

-Zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$

$$S_t \leq \min (7.50 ; 14.40) \Rightarrow S_t \leq 7.50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

-En dehors de la zone nodale (Zone courante): $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures transversales minimales :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

j- Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1,22)

Si A_t représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité f_{ed} :

$$\frac{A_t \cdot f_{ed}}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \min \geq \frac{0.4 b_0 \cdot S_t}{f_{ed}} = \frac{0.4 \times 20 \times 15}{500} \Rightarrow A_t \min \geq 0.24 \text{ cm}^2.$$

$$D'où : A_{\text{adopté}} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

4-3-Calcul des efforts internes a ELS:

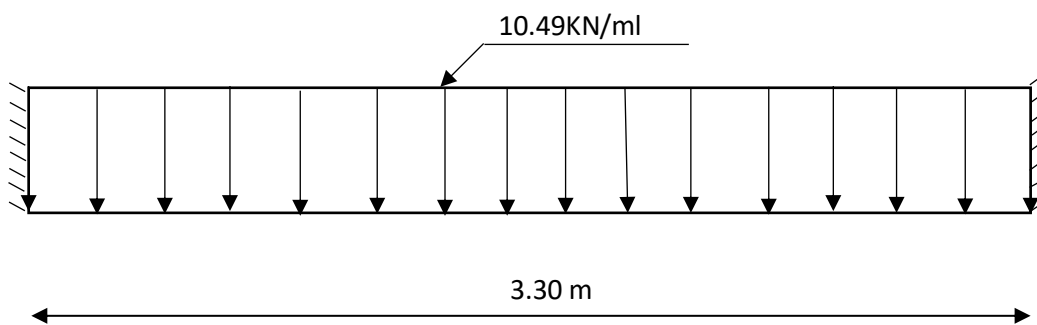
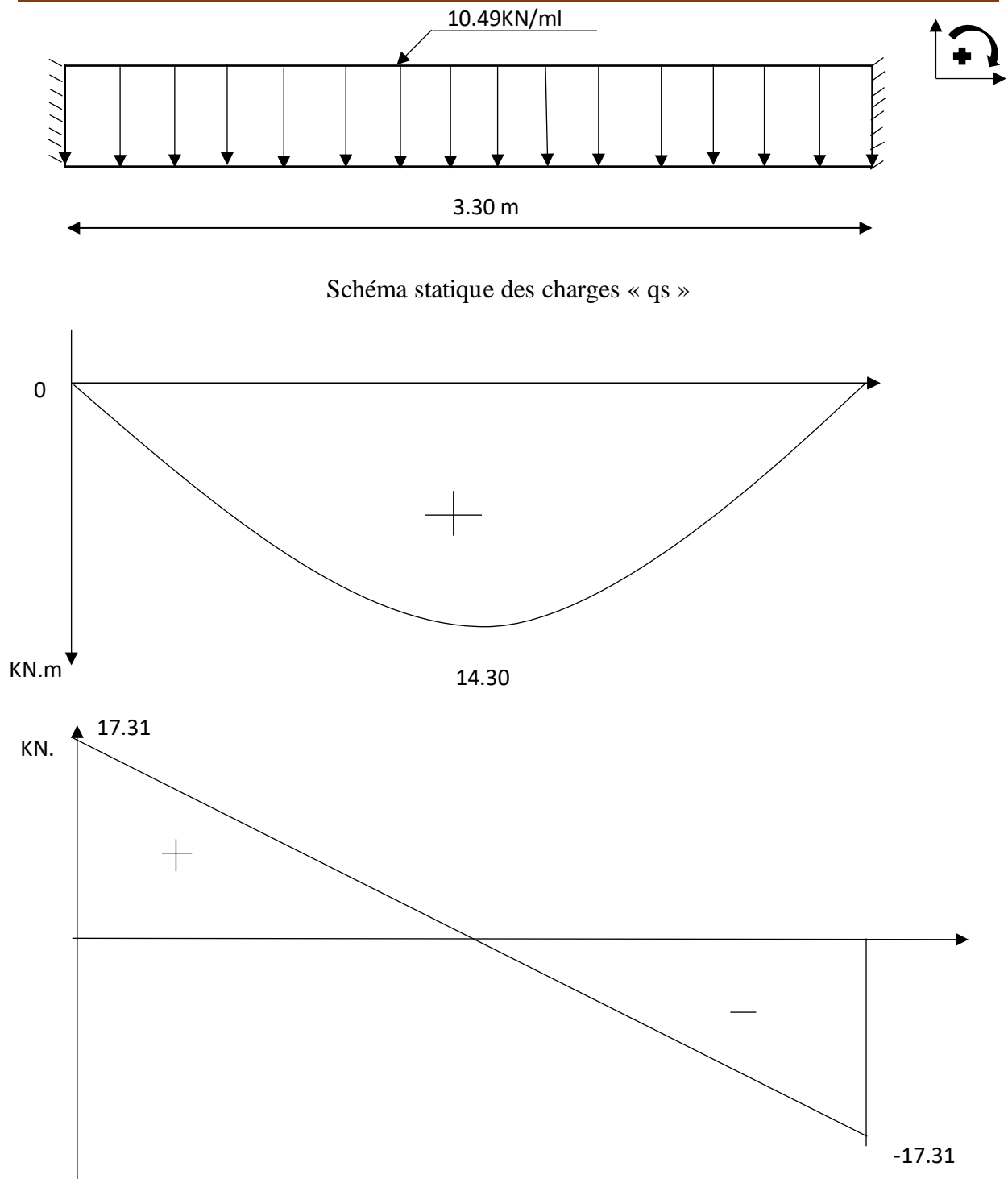


Schéma statique des charges « qs »

$$\text{-Réaction d'appuis : } R_A = R_B = \frac{10.49 \times 3.30}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 17.31 \text{ kN}$$

$$\text{-Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.49 \times 3.30^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.30 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



-Ensuite on multipliant $M_{z_{max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (14.30) \Rightarrow M_z^a = -4.30 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (14.30) \Rightarrow M_z^t = 12.20 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

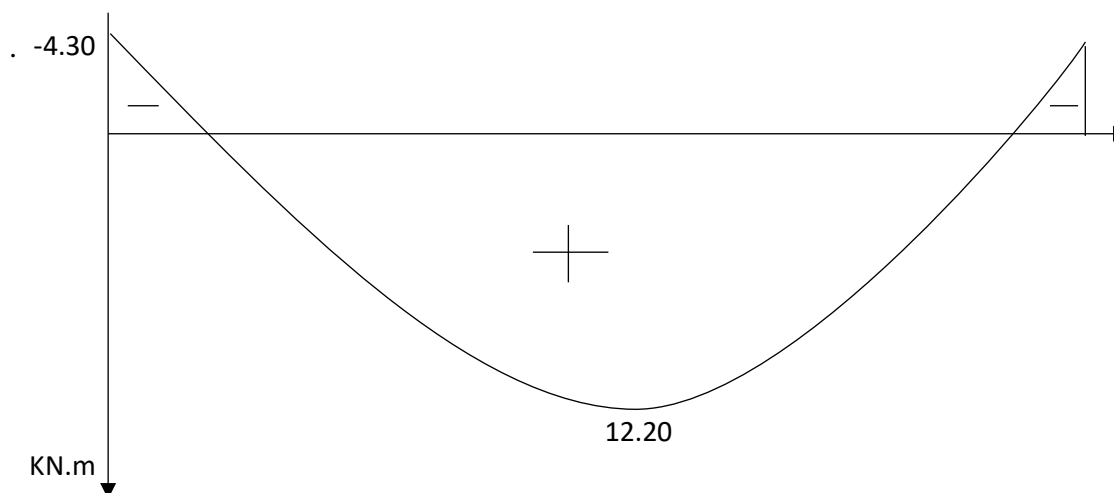


Diagramme III.4.5 : Moment corrigé à ELS

3-8- Vérification à L'ELS:

a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-La section adoptée en travée : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

-La section adoptée en appui : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Tableau III.4.1 : Vérifications des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.606	0.885	145.95	434.80	28.48	5.12	15	Condition vérifié
En appui	0.606	0.885	145.95	434.80	28.48	5.12	15	Condition vérifié

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.090 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 6.05 \cdot 10^{-3} < \frac{4.2}{500} = 8.40 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.090 > \frac{12.26}{10 \times 14.42} = 0.085 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (la flèche est vérifiée).

3-9-Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Armatures longitudinales :**

Armatures inférieures (En travée) : 3HA12 avec : $S_t = 7$ cm

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA12 avec : $S_t = 7$ cm

- **Armatures transversales :**

Cadre + étrier HA8.

Avec :

-Zone nodale: $S_t = 7$ cm

-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : $S_t = 15$ cm

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-5- La dalle pleine :

Introduction

La dalle pleine est une plaque horizontale en béton armé, pouvant être encastrée sur un ou plusieurs appuis. Dans notre cas, elle présente une faible épaisseur de 15 cm.

5-1-Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanente :

-Poids propre de la dalle pleine : $P_p = 5.61 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P_p = 5.61 \text{ KN/ml}$

-Poids de mur extérieur : $P_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.15) \Rightarrow P_{\text{mur}} = 6.87 \text{ KN/ml}$

b- Charges d'exploitations :

La surcharge de cette dalle pleine est prise comme la charge d'un balcon donc :

$$Q = 3.50 \text{ KN/ml}$$

5-2-Les combinaisons des charges :

a- Selon l'état limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.50 \Rightarrow q_u = 12.82 \text{ KN/ml}$$

$$P_{u;\text{mur}} = 1.35 \times 6.87 \Rightarrow P_{\text{mur}} = 9.27 \text{ KN/ml}$$

b- Selon l'état limite de service :

$$q_s = G + Q = 5.61 + 3.50 \Rightarrow q_s = 9.11 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s;\text{mur}} = 6.87 \text{ KN/ml}$$

5-3-Calcul des efforts internes à ELU

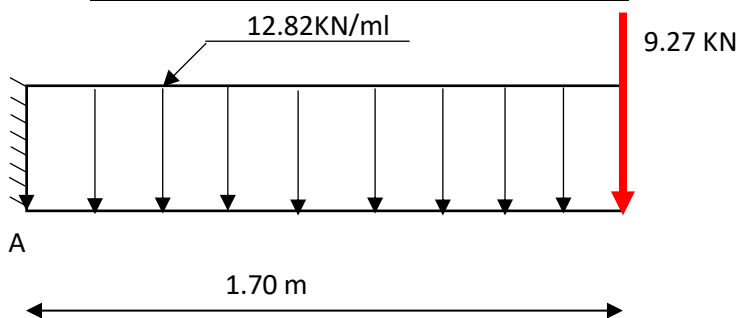


Schéma statique des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Les réactions d'appuis :

-Effort tranchant :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} - 12.82 \times 1.70 - 9.27 \Rightarrow R_{Ay} = 31.064 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12.82 \times 1.70^2}{2} + 9.27 \times 1.70 \Rightarrow M_u = 34.28 \text{ KN.m}$$

5-4-Calcul de ferrailage :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 F_{bu}} = \frac{34.28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.142 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée d'où $\beta = 0.923$

a- Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.28 \times 10^3}{0.923 \times 13 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 6.57 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **6HA12 = 6.78 cm²**. Avec un espacement **S_t = 15cm**

b- Armature de répartition :

Selon l'article **A.8.2.41** du BAEL 91, pour les charges appliquées incluant des efforts concentrés, comme dans notre cas, les armatures de répartition doivent être au minimum égales à : $A_r \geq 1/3$ de l'armature adoptée,

$$A_r \geq \frac{1}{3} \times 6.78 \Rightarrow A_r \geq 2.26 \text{ cm}^2$$

Cela correspond à **5HA 8 = 2,51 cm²**, avec un espacement **S_t = 20cm**

5-5-Vérification à L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A^{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 1.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

d- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31.064 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa}$$

On a la fissuration Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2.50; 4 \text{ MPa}\}$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

e- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 226.08 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{31.064 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} \Rightarrow \tau_{se} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.17 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

f- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Alors : $L_s = \frac{12 \times 500}{4 \times 2,835} = 529,10 \text{ mm}$; J'opte pour : $L_s = 55 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0,5 \times L_s$

$\Rightarrow L_c = 0,5 \times 55 = 27,50 \text{ cm}$. On opte pour $L_c = 30 \text{ cm}$.

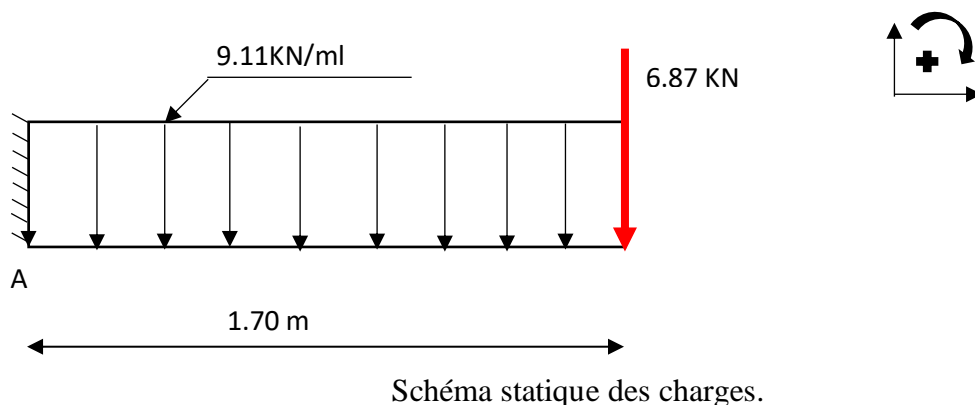
g- Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

. Armatures principales : $St = 15 \text{ cm} < \min(2h ; 15 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

5-6-Calcul des efforts internes à ELS:



• Les réactions d'appuis :

-Effort tranchant :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_{Ay} - 9,11 \times 1,70 - 6,87 \Rightarrow R_{Ay} = 22,36 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{qu \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{9,11 \times 1,70^2}{2} + 6,87 \times 1,70 \Rightarrow M_s = 24,84 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

5-7-Vérification à L'ELS:

a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-Les armatures longitudinales: $6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$.

-les armatures de répartition : $5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Tableau III.5.1 : Vérifications des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
Armature longitudinale	0.530	0.891	316.30	434.80	30.87	10.25	15	Condition vérifié

c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 5.22 \cdot 10^{-3} < \frac{3.6}{500} = 7.20 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{24.84}{15 \times 34.28} = 0.048 \Rightarrow$ **Condition vérifier.**

Remarque :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (la flèche est vérifiée).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

5-8-Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Armatures longitudinales :**

6HA12 = 6,78 cm². Avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

- **Armatures de répartition:**

5HA 8 = 2,51 cm², avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-6-L'acrotère :

Introduction :

L'acrotère, un élément en béton armé intégré à la poutre de la terrasse, assure la sécurité et contribue à l'évacuation des eaux. Son ferrailage est dimensionné pour résister à la flexion et à l'effort normal, influencés par son propre poids et un effort de renversement de 1 KN/ml.

6-1- Dimensionnement :

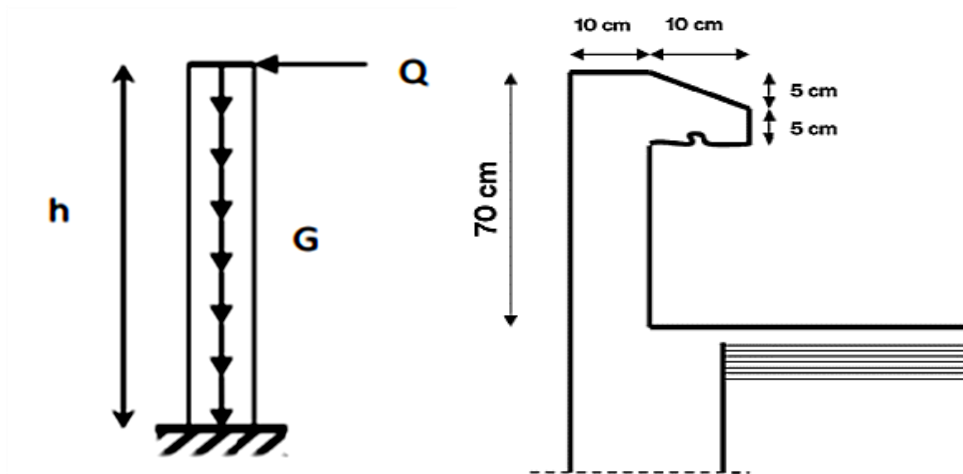


Figure III.6.1 : Coupe de l'acrotère

-Hauteur $h= 70\text{cm}$

-Epaisseur $ep=10\text{ cm}$

6-2- Calcul des sollicitations

a- Les charges et surcharges

-D'après les calculs précédents au chapitre II on optera :

- Charge permanente : $G = 1.94\text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1\text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b- Calculs des efforts internes :

- Effort normal : $N = G \times 1\text{ml} \Rightarrow N = 1.94 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V = Q \times 1\text{ml} \Rightarrow V = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M = Q \times h = 1 \times 0.70 \Rightarrow M = 0.70 \text{ KN.m}$

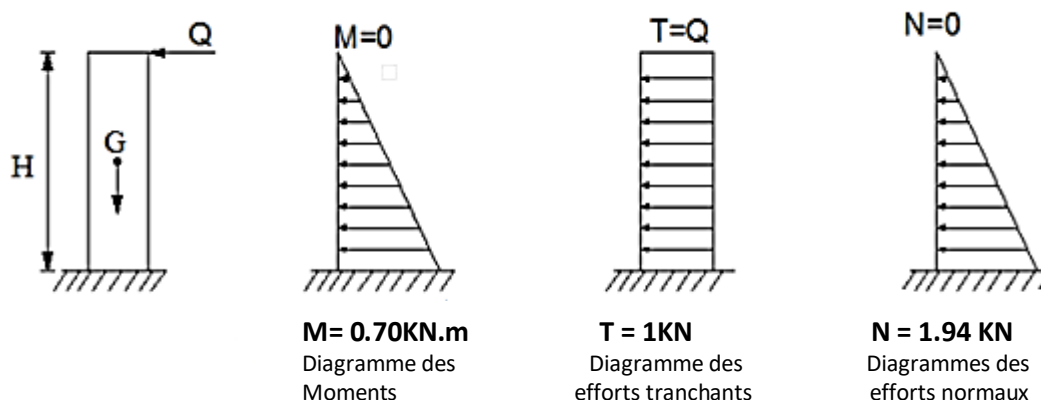


Figure III.6.1: Diagrammes des efforts internes.

6-3-Combinaisons de charges

- Selon l'état limite ultime :

Effort de normal : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.94 \Rightarrow N_u = 2.69 \text{ KN}$

Effort tranchant : $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 \Rightarrow V_u = 1.50 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.70 \Rightarrow M_u = 1.05 \text{ KN.m}$

- Selon l'état limite de service :

Effort de compression : $N_s = G \Rightarrow N_s = 1.94 \text{ KN}$

Effort tranchant : $V_s = Q \Rightarrow V_s = 1.00 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_s = M \Rightarrow M_s = 0.70 \text{ KN.m}$

6-4-Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère est calculé en flexion composée pour une section rectangulaire de **h=10 cm** de hauteur et **b=100 cm** de largeur, soumise à un effort normal **N** et à un moment de renversement **M**. L'enrobage de **c=c'=3cm** ce qui donne une hauteur utile de **d=7cm**.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

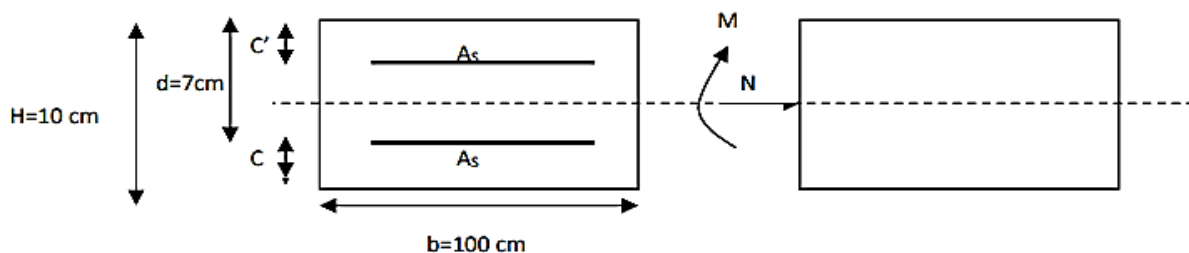


Figure III.6.2 : section d'armature.

a- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.69} = 0.3903 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m}$$

$$e_u = 0.3903 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

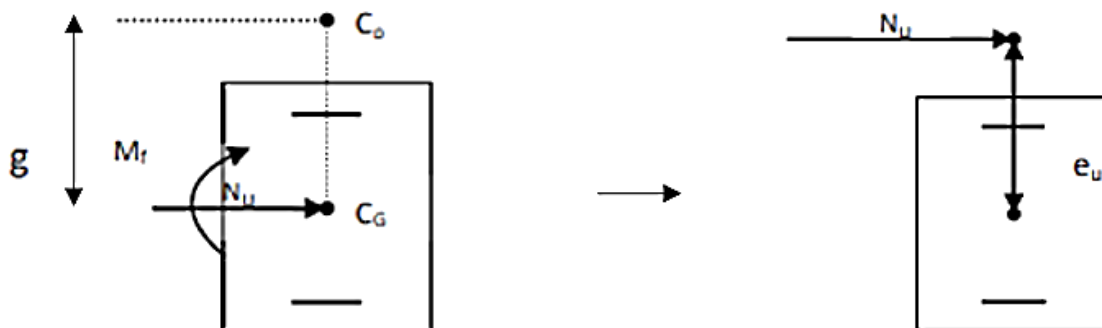


Figure III.6.3 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

a- Calcul de la section d'armature en flexion simple

• Moment fictif :

$$\underline{M_f = N_u \times g}$$

Avec :

- **g** : La distance entre le centre de pression **C** et le **centre de gravité** des aciers tendu

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.3903 + \left(\frac{0.10}{2} - 0.03\right) \Rightarrow g = 0.4103 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.69 \times 0.4103 \Rightarrow M_f = 1.104 \text{ KN.m}$$

- Armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.104 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.016$$

$$\mu_u = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Remarque :

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.104 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 434.80} \Rightarrow A_f = 0.37 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.37 - \frac{2.67 \times 10^3}{434.80 \times 10^2} \Rightarrow A = 0.31 \text{ cm}^2$$

6-5- Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \cdot d$$

Avec :

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.70}{1.94} \Rightarrow e_s = 0.361 \text{ m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times \frac{36.10 - 0.455 \times 7}{36.10 - 0.185 \times 7} \times 100 \times 7 \Rightarrow A_{\min} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.64 \text{ cm}^2 > A = 0.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Non Vérifiée}$$

Donc adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition $A=A_{\min}=0.64 \text{ cm}^2$.

On adopte pour une section $A=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

▪ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 17 \text{ cm}$.

b- Vérification de l'écartement des barres :

-Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de l'adhérence des barres : (art A.6.1.3/ BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 2.10 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} \Rightarrow \tau_{se} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

d- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31.064 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa}$$

On a la fissuration Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2.50; 4 \text{ MPa}\}$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Alors : $L_s = \frac{8 \times 500}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm}$; J'opte pour : $L_s = 35 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0.5 \times L_s$

$\Rightarrow L_c = 0.5 \times 35 = 17.50 \text{ cm}$. On opte pour $L_c = 20 \text{ cm}$.

6-6-Vérification à l'ELS

a- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

L'acrotère représente un élément très sensible aux intempéries. Pour cette raison, la fissuration est considérée comme dommageable. Il est donc impératif de contrôler les conditions suivantes

D'après les calculs précédents on a :

-La contrainte admissible de béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Les armatures adoptés : 4HA8 = 2.01 cm².

Tableau III.6.1 : Vérifiions des contraintes

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
Dalle pleine	0.291	0.915	54.37	201.63	43.82	1.24	15	Condition vérifié

6-7-Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- Armatures principales : **A= 4HA8=2.01 cm² avec S_t=25 cm.**
- Armatures de répartitions : **A_r= 4HA8=2.01 cm² avec S_t = 17 cm.**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-7-La dalle de la salle machine :

Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile permettant de transporter des personnes et des objets entre différents niveaux d'un bâtiment. Installé généralement dans une cage d'ascenseur, il se compose d'une cabine, d'un treuil de levage, et d'un contrepoids, assurant ainsi un déplacement sécurisé

Cette cage d'ascenseur est équipée d'un panneau de dalle isolé de (2.00 x 2.30) m, soutenu sur ses trois côtés, qui supporte son propre poids et une charge localisée de 10 tonne (100 KN) due au système de levage

6-1-Pré-dimensionnement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.30} \Rightarrow \rho = 0.87.$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \leq 1 \Rightarrow \text{Donc le panneau travail dans les deux sens.}$$

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$\bullet \quad h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{200}{30} \Rightarrow h_0 \geq 6.6\text{cm}$$

Avec : h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12\text{cm}$

Donc : On opte une épaisseur de : $h_0 = 15\text{cm}$.

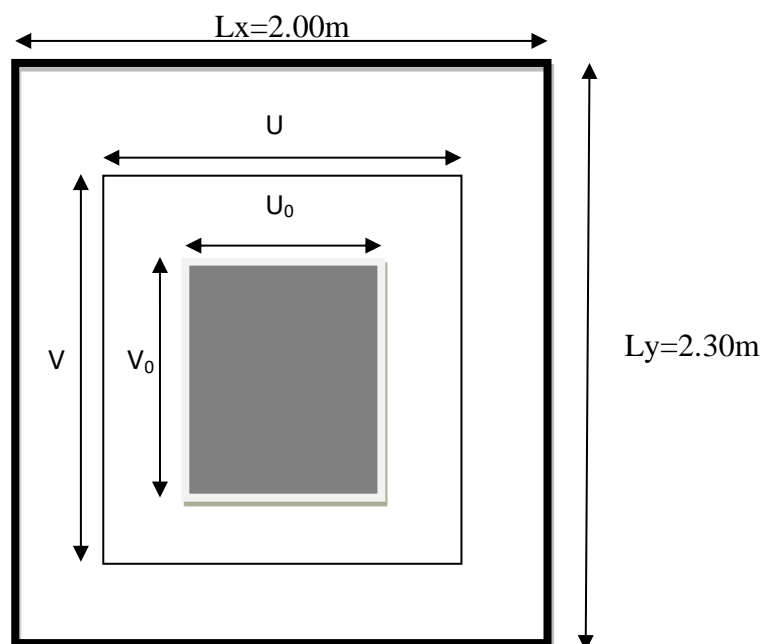


Figure III.27 : schéma statique de la salle machine

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

6-2- Détermination des sollicitations :

a- Moments engendrés par ce système:

Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui détermine les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée.

On a: (Pratique du BAEL 91, p. 353)

$$U = a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$V = b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

- $\xi = 1$ pour un revêtement en béton.
- $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant.
- U, V : sont les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.
- $h_0 = 15\text{cm}$: Epaisseur de la dalle.
- $e = 5\text{ cm}$: Epaisseur du revêtement.
- $U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$: Coté du rectangle dans lequel la charge q est concentré.

$$\text{D'où: } \begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 & \Rightarrow U = 105\text{cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 & \Rightarrow V = 105\text{cm} \end{cases}$$

6-3- Calcul des moments a l'ELU :

a- Calcul des moments fléchissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + vM_2) \\ M_y = P(vM_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec:

- v : coefficient de poisson $\rightarrow \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$
- M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{2.00} = 0.53 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.30} = 0.46$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le tableau de Pigeaud relatif à : $\rho = 0.87$

(ρ : L'élançement géométrique)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \\ \frac{U}{L_x} = 0.5 \\ \frac{U}{L_y} = 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.112 \text{ et } M_2 = 0.081$$

On a :

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 100 \Rightarrow P_u = 135 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) = P M_1 = 135 \times 0.112 \Rightarrow M_{x1} = 15.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2) = P M_2 = 135 \times 0.081 \Rightarrow M_{y1} = 10.93 \text{ KN.m}$$

b- Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

▪ Calcul de M_{x2} et M_{y2} : (Pratique du BAEL 91, p. 353)

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

A partir de l'abaque de Pigeaud :

$$\rho = 0.87 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.056 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

▪ Poids propre de la dalle :

$$G_d = \gamma_b \times h_0 = 25 \times 0.15 \Rightarrow G_d = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

▪ La surcharge d'exploitation :

$$Q_d = 1 \text{ KN/ml}$$

▪ Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.056 \times 6.5625 \times (2.00)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.45 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.595 \times 1.45 \Rightarrow M_{y2} = 0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

▪ Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.12 + 1.45 & \Rightarrow M_x = 16.47 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.93 + 0.82 & \Rightarrow M_y = 11.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Les moments fléchissant

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 16.47 & \Rightarrow M_x^t = 14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 11.73 & \Rightarrow M_y^t = 9.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 16.47 & \Rightarrow M_x^a = -4.94 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 11.73 & \Rightarrow M_y^a = -3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Diagramme des moments

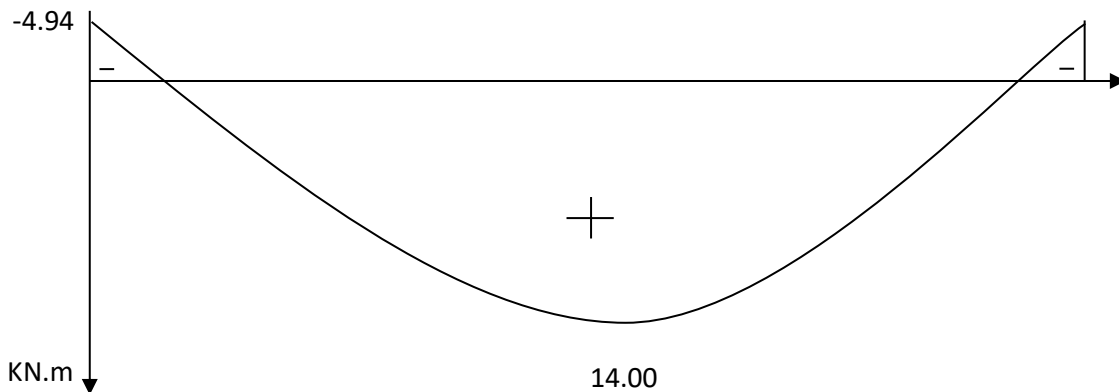


Figure III.7.1 : Diagramme des moments corrigés sens x-x.

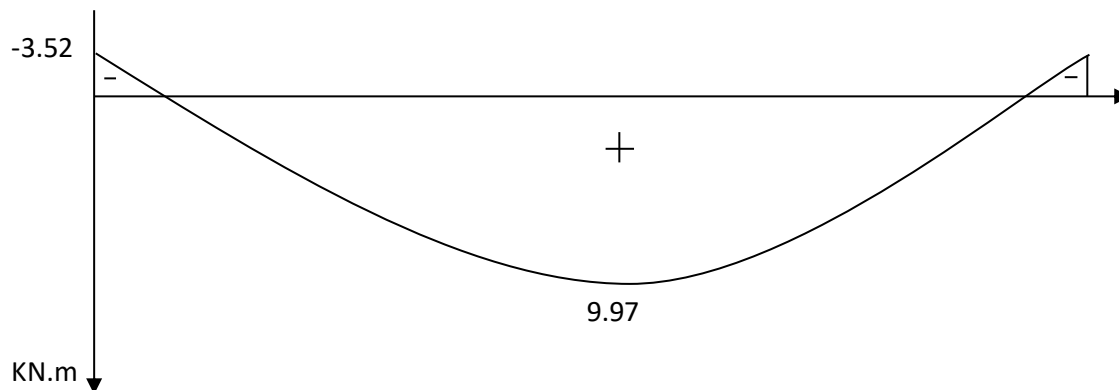


Figure III.7.2 : Diagramme des moments corrigés sens y-y.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

6-5-Ferrailage de la dalle de la salle machine :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

▪ Dans le sens de la petite portée (x-x)

- En travée : $M_x^t = 14 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.058 \Rightarrow \mu = 0.058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.058 \rightarrow \beta = 0.970$

$$A_{st} = \frac{14 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 3.19 \text{ cm}^2 .$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm²**, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis : $M_x^a = 4.94 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{4.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.020 \Rightarrow \mu = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$

$$A_{st} = \frac{4.94 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1.10 \text{ cm}^2 .$$

Soit : **5HA8 = 2.51 cm²**, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ Dans le sens de la grande portée (y-y)

- En travée : $M_x^t = 9.97 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{9.97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.041 \Rightarrow \mu = 0.041 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.041 \rightarrow \beta = 0.979$

$$A_{st} = \frac{9.97 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.25 \text{ cm}^2 .$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm²**, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis : $M_x^a = 3.52 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{3.52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 \Rightarrow \mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{3.52 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0.78 \text{ cm}^2 .$$

Soit : **5HA8 = 2.51 cm²**, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

6-6-Vérification à L'ELU

a- Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)

▪ Armatures inférieures (suivant X-X)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :

- $\omega_0 = 0.0006$ pour Fe500
- ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.
- A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0006 \times \frac{3 - 0.87}{2} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b h} \geq \omega_0 = 0.0006 \Rightarrow A_{\min}^y \geq \omega_0 \times b \times h \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.90 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{ty} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 0.90 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

$$\text{On doit vérifier que } \emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

- \emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

▪ Armatures suivant x-x

$$S_{tmax} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Armatures suivant y-y

$$S_{tmax} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

d- Poinçonnement : (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : charge de calcul à l'ELU
- μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.
- h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) \Rightarrow \mu_c = 4.20 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \Rightarrow Q = 472.5 \text{ KN}$$

$$P = 135 \text{ KN} < Q = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 / Art. A.5.2,2)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } p = 1.35 G = 1.35 \times 100 \Rightarrow p = 135 \text{ KN}$$

• Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{135}{2 \times 1.05 + 1.05} \Rightarrow T_u = 42.85 \text{ KN}$$

• Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3V} = \frac{135}{3 \times 1.05} \Rightarrow T_u = 42.85 \text{ KN}$$

D'où:

$$\tau_u = \frac{42.85 \times 10^3}{1000 \times 130} \Rightarrow \tau_u = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

6-7-Calcul a l'ELS :

a- Calcul des moments

▪ Moment engendré par le système de levage

$$\begin{cases} M_x = P_s(M_1 + vM_2) \\ M_y = P_s(vM_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec : $P_s = 100\text{KN}$; $v = 0.2$

$$M_x = 100 \times (0.112 + 0.2 \times 0.081) \Rightarrow M_x = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 100 \times (0.2 \times 0.112 + 0.081) \Rightarrow M_y = 10.34 \text{ KN.m}$$

▪ Le moment engendré par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

▪ Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_y \end{cases}$$

A partir de l'abaque de Pigeaud

$$\rho = 0.8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.063 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases} \rightarrow \text{Combinaison de charge}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 \Rightarrow q_s = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.063 \times 4.75 \times (1.92)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.10 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.710 \times 1.10 \Rightarrow M_{y2} = 0.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.82 + 1.10 \Rightarrow M_x = 13.92 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.34 + 0.78 \Rightarrow M_y = 11.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Les moments fléchissant

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 13.92 \Rightarrow M_x^t = 11.83 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 11.12 \Rightarrow M_y^t = 9.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 13.92 \Rightarrow M_x^a = -4.18 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 11.12 \Rightarrow M_y^a = -3.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6-8-Vérification à l'ELS :

a- Etat limite de fissuration (A.4.5,32 du BAEL 91).

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

b- Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau III.7.1 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	2.51	4.18	137.90	434.78	2.49	15	CV
	Travée	3.93	11.83	253.34	434.78	5.87	15	CV
Y-Y	Appuis	2.51	3.34	110.18	434.78	2.00	15	CV
	Travée	3.93	9.45	202.37	434.78	4.70	15	CV

c- Etat limite de déformation : (BAEL 91/ Art. B.7.5)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{15}{200} = 0.075 > \frac{11.83}{20 \times 13.92} = 0.042 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{2}{500} = 0.004 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Conclusion :

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- Sens x-x

En travée : 5HA10 ; avec $St = 20$ cm.

En appui : 5HA8 ; avec $St = 20$ cm.

- Sens y-y

En travée : 5HA10 ; avec $St = 20$ cm.

En appui : 5HA8 ; avec $St = 20$ cm..

Chapitre IV

Modélisation avec logiciel ETABS

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

IV-Introduction :

L'étude dynamique d'une structure, notamment face aux sollicitations sismiques, nécessite des méthodes de calcul précises. Pour cela, la méthode des éléments finis (MEF) est essentielle. L'utilisation de logiciels comme ETABS, Robot ou Sap2000 facilite le calcul et améliore la précision des résultats. Ce chapitre se concentre sur la présentation des étapes de modélisation de notre structure à l'aide d'ETABS, en appliquant la méthode des éléments finis.

IV-1-Description du logiciel ETABS :

L'ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) pour la modélisation et l'analyse de structures. Il permet de créer des modèles 3D détaillés de bâtiments, en intégrant des éléments tels que poutres, poteaux et planchers. ETABS offre des capacités d'analyse statique et dynamique pour évaluer les performances des structures sous diverses charges, y compris les charges gravitaires et sismiques. Il facilite également la conception des éléments selon des normes internationales, ainsi que les règlements parasismiques spécifiques, comme ceux en vigueur en Algérie. Le logiciel génère des rapports détaillés et dispose d'une interface simple, ce qui en fait un outil précieux pour la conception de structures complexes dans l'industrie de la construction.

➤ **Rappel :(terminologie):**

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Define : définir
- Frame : portique (cadre)
- Frame section : coffrage
- Shell : voile
- Column : poteau
- Beam : poutre.
- Frame section : coffrage
- Loads : charges
- Uniformed loads : charges uniformes
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier

➤ **Version d'utilisation de L'ETABS:**

Pour notre étude, on a utilisé la version ETABS V9.7.4.

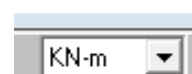
Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

IV-2- Les étape de la modélisation :

1- Etape 01 : La géométrie de base :

a- Choix d'unité :

Juste après le lancement du logiciel, on doit choisir l'unité de calcul, en sélectionnant [KN.m].



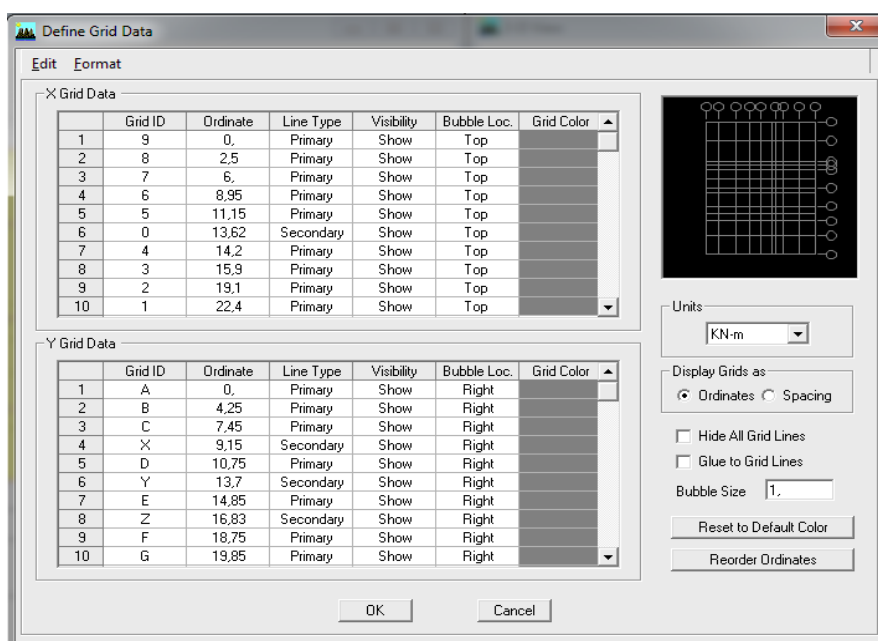
b- Géométrie de base :

On clique on haut de la fenêtre sur :

- **File** → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid** → (on introduit les distance entre axe)

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Les distances des travées dans les deux sens X et Y.



→ OK

Ensuite on clique sur :

- **Custom story data** → **Story edit data** → (on introduit les hauteurs des étages)

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre d'étage
- La hauteur d'étage courant
- La hauteur d'étage en bas (RDC)

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY11	2,06	34,17	No	NONE	No	0,
12	DPSM	1,	32,11	No	NONE	No	0,
11	TERASSE	3,06	31,11	No	NONE	No	0,
10	STORY9	3,06	28,05	No	STORY11	No	0,
9	STORY8	3,06	24,99	No	STORY11	No	0,
8	STORY7	3,06	21,93	No	STORY11	No	0,
7	STORY6	3,06	18,87	No	STORY11	No	0,
6	STORY5	3,06	15,81	No	STORY11	No	0,
5	STORY4	3,06	12,75	No	STORY11	No	0,
4	STORY3	3,06	9,69	No	STORY11	No	0,
3	STORY2	3,06	6,63	Yes		No	0,
2	STORY1	3,57	3,57	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows:

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

→ **OK** → **Grid only** → **OK**

- On aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

2- Etape 02 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux

Dans la deuxième étape, il convient de définir les propriétés mécaniques des matériaux, tels que l'acier et le béton.

On clique sur:

- **Define** → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material** → (On définir les propriétés mécaniques du béton et l'acier).

Define Materials

Materials:

- BETON
- OTHER
- STEEL


Click to:

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

On introduit les données suivantes :

- Masse volumique du béton : 2.5 KN/m³.
- Poids volumique de béton : 25 KN/m³.
- Module d'élasticité de béton : 32164200 KN/m².
- Contrainte max de béton à la compression : 25000 KN/m².
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 500000 KN/m².
- Contrainte max des aciers transversaux : 500000KN/m².

Material Property Data

Material Name	BETON25	Display Color	Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design	Concrete
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)		
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.	
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	500000.	
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	500000.	
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor		
Shear Modulus	13401750.			
OK		Cancel		

→ **OK.**

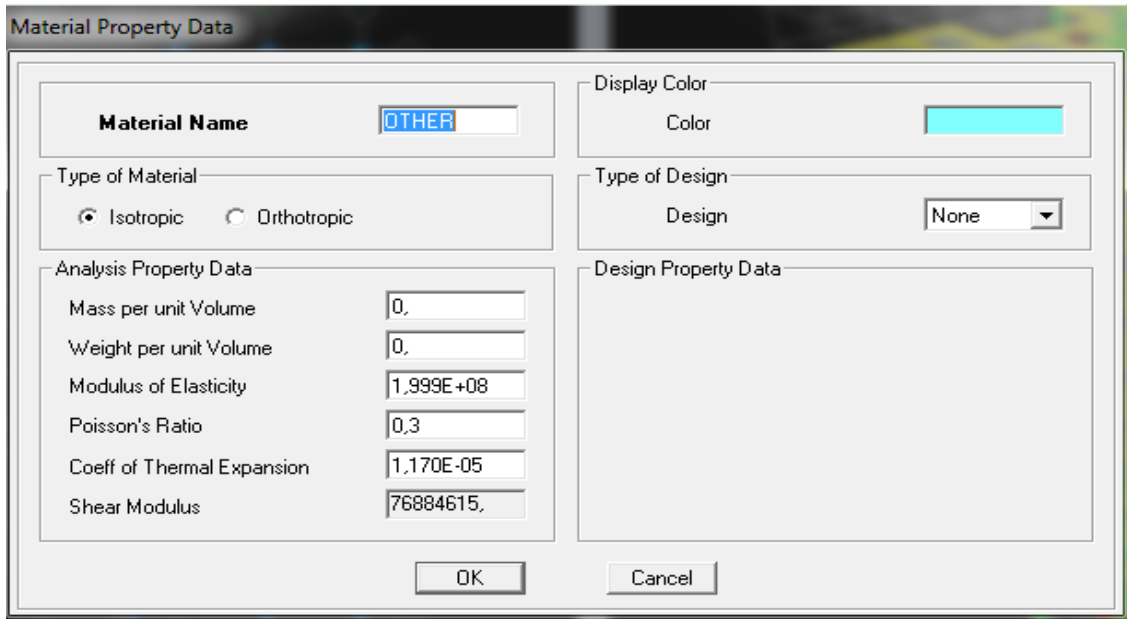
Ensuite on clique sur :

- **Other** → **Modify/Show Material** → (On définir les propriétés mécaniques de béton de corps creux).

On introduit les données suivantes :

- Masse volumique du béton : 0 KN/m³.
- Poids volumique de béton : 0 KN/m³.

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS



The dialog box 'Material Property Data' is shown. It has several sections: 'Material Name' with a text field containing 'OTHER'; 'Type of Material' with radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'; 'Analysis Property Data' with input fields for 'Mass per unit Volume' (0.), 'Weight per unit Volume' (0.), 'Modulus of Elasticity' (1,999E+08), 'Poisson's Ratio' (0,3), 'Coeff of Thermal Expansion' (1,170E-05), and 'Shear Modulus' (76884615.); 'Display Color' with a color selection box; 'Type of Design' with a dropdown menu set to 'None'; and 'Design Property Data' which is empty. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

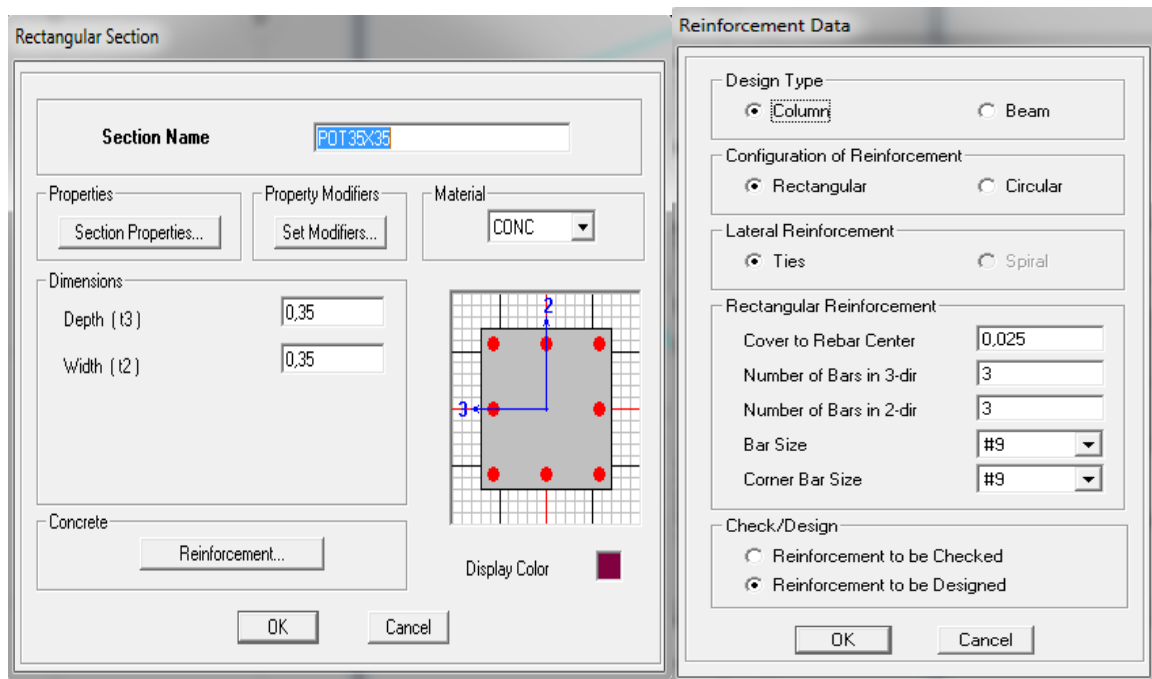
→ **OK** → **OK** (Pour valider l'opération).

3- Etape 03 : Définition des sections structurales :

La troisième étape consiste à attribuer les dimensions et formes des éléments. On commence par les poteaux :

On clique sur :

- **Define** → **Frame Sections** → **ADD Rectangular** → (On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux)



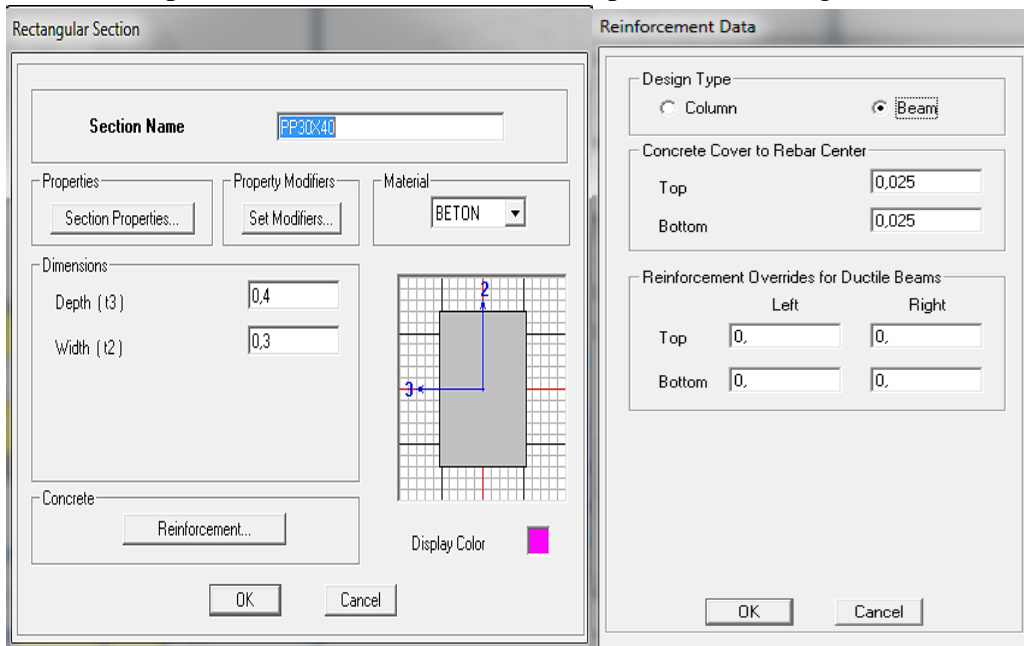
Two dialog boxes are shown side-by-side. The left one is 'Rectangular Section' with fields for 'Section Name' (POT35X35), 'Material' (CONC), 'Depth (t3)' (0,35), and 'Width (t2)' (0,35). It also has a grid diagram showing a square section with reinforcement bars. The right one is 'Reinforcement Data' with 'Design Type' set to 'Column', 'Configuration of Reinforcement' set to 'Rectangular', 'Lateral Reinforcement' set to 'Ties', and 'Rectangular Reinforcement' settings for 'Cover to Rebar Center' (0,025), 'Number of Bars in 3-dir' (3), 'Number of Bars in 2-dir' (3), 'Bar Size' (#9), and 'Corner Bar Size' (#9). Both dialog boxes have 'OK' and 'Cancel' buttons.

→ **OK** → (On refait l'opération jusqu'on termine de toute les sections de poteaux nécessaire).

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

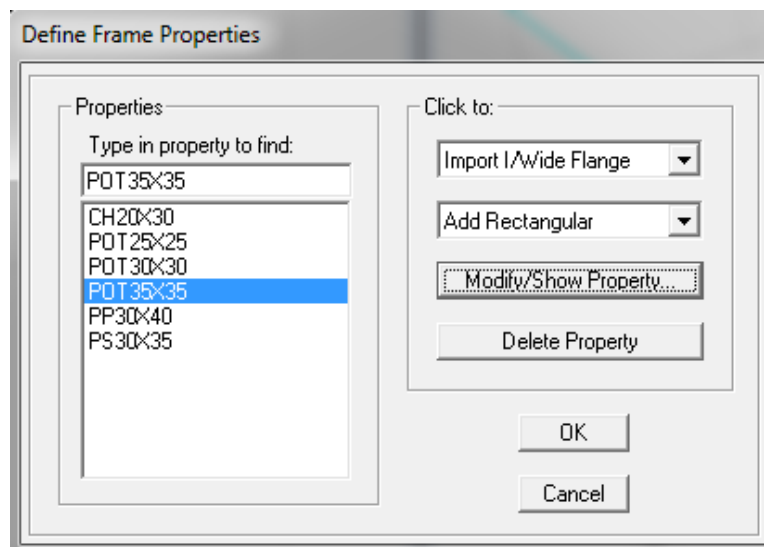
Ensuite on clique sur :

- **ADD Rectangular** → (On introduit les dimensions et l'enrobage de poutre principale [PP30x40], poutre secondaire [PS30x35] et la poutre de chaînage [CH20x30]).



→ **OK.**

- Enfin on obtient cette série des sections nécessaire qui représente la structure de la construction.



→ **OK.** (Pour valider l'opération)

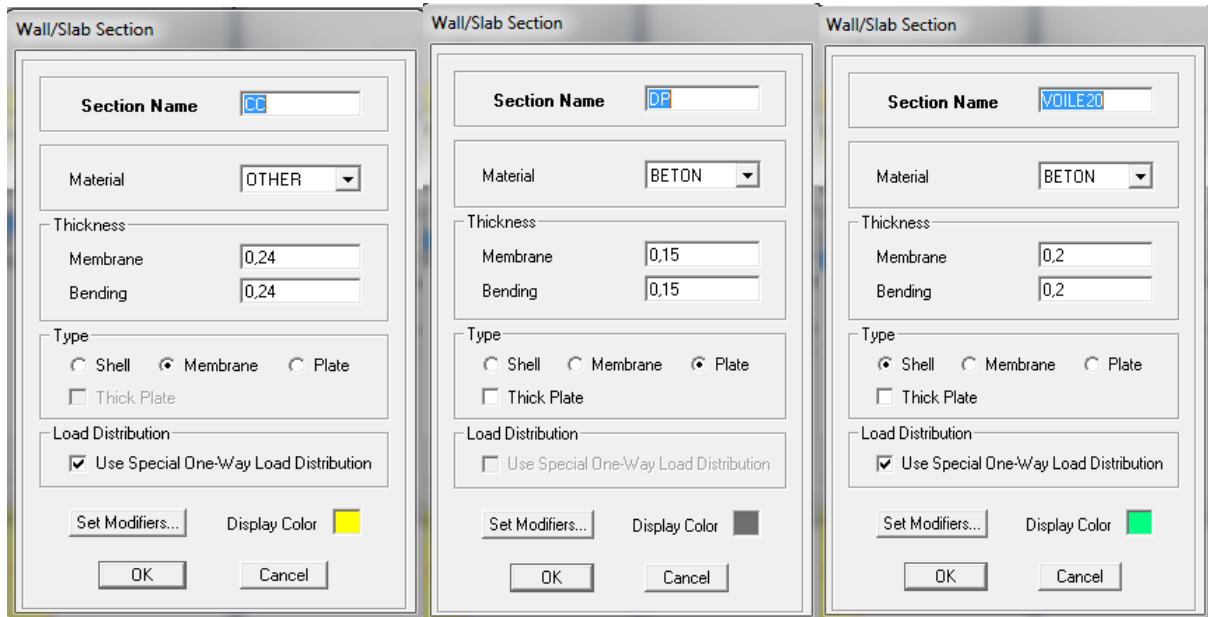
4- Etape 04 : Définition des éléments surfaciques

Une fois la définition des éléments barres terminée, on passe à la modélisation des éléments surfacique : plancher en corps creux [CC], dalle pleine [DP] et voile 20.

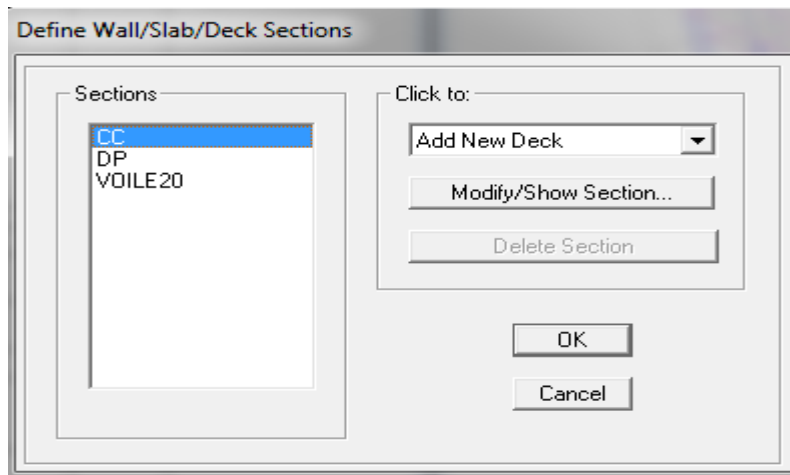
Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

On clique sur :

- **Define** → **Area Sections** → **Add New Section** (on spécifier le nom, l'épaisseur et le matériel) → **OK**.



On opte les trois sections surfaciques :





→ **OK**. (Pour finir l'opération).

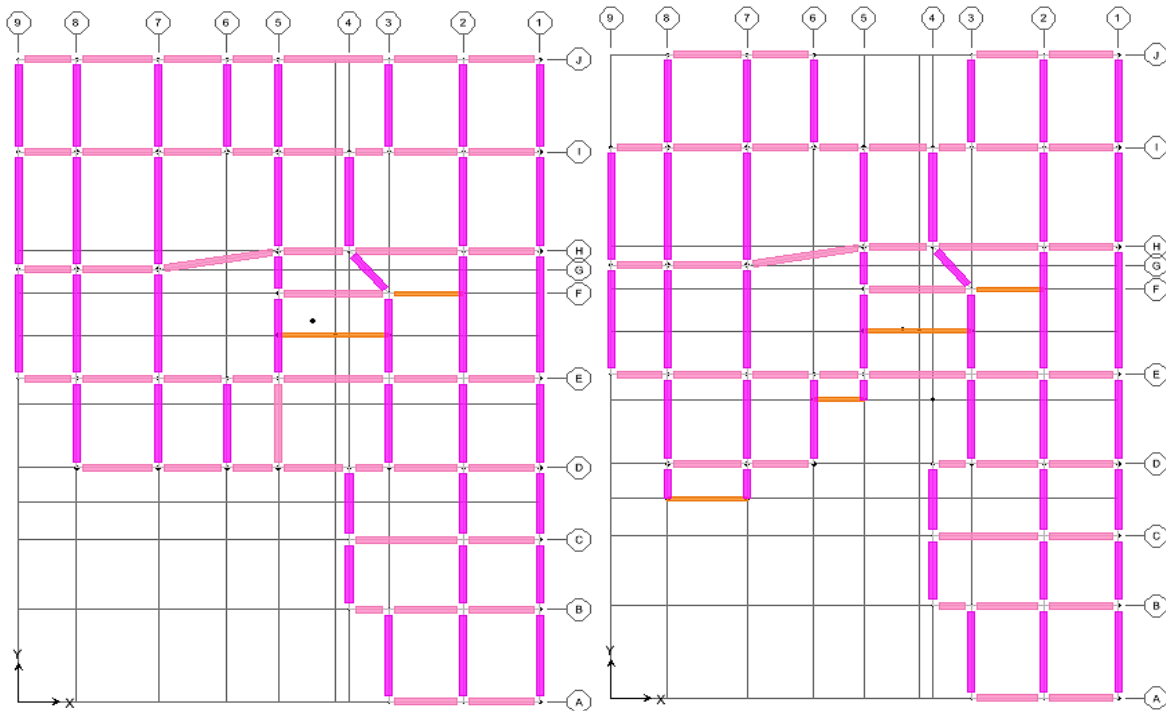
5- Etape 05 : Application du paramètre géométrique des éléments

- **Dessin des poutres** :

On clique sur :

- L'icône  ou  → **Property** (on choisit l'élément [PP30x40] ou [Ps30x35] ou [CH20x30] et on dessine avec one story les poutres en RDC et avec similaire story les poutres en Etages Courant + Terrasse selon l'architecture dans chaque story)

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS




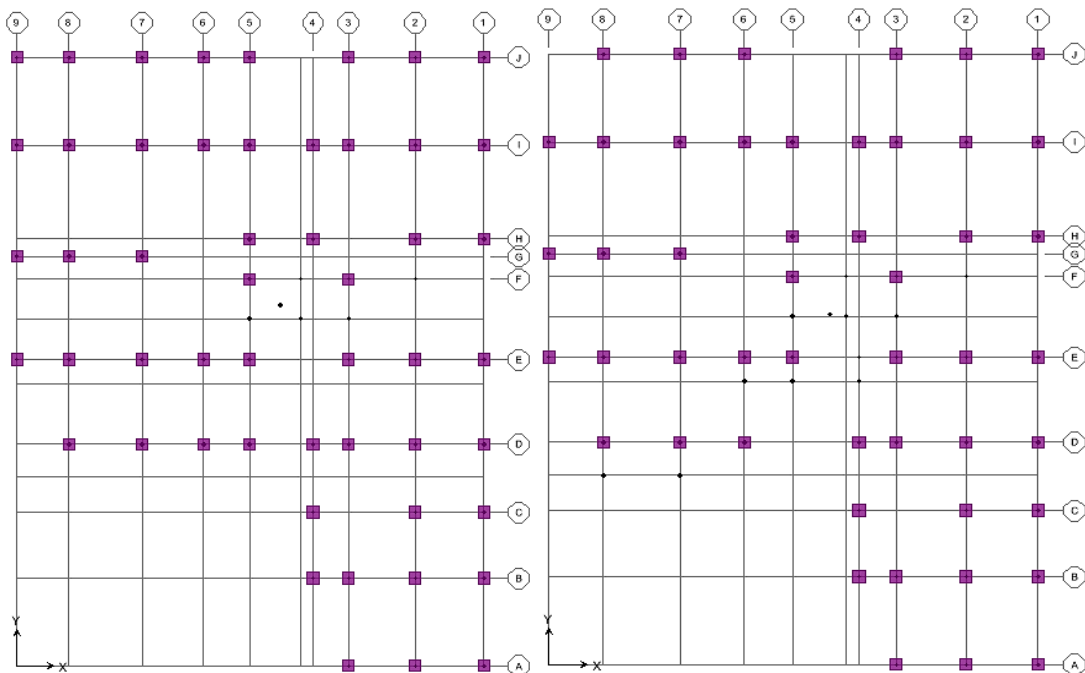
Dessin des poutres en RDC

Dessin des poutres en étages courants

➤ Dessin des poteaux :

On clique sur :

- L'icône  → **Property** (on choisit l'élément [**Pot35x35**] et on dessine avec one story les poteaux selon l'architecture dans chaque story)





Dessin des poteaux en RDC

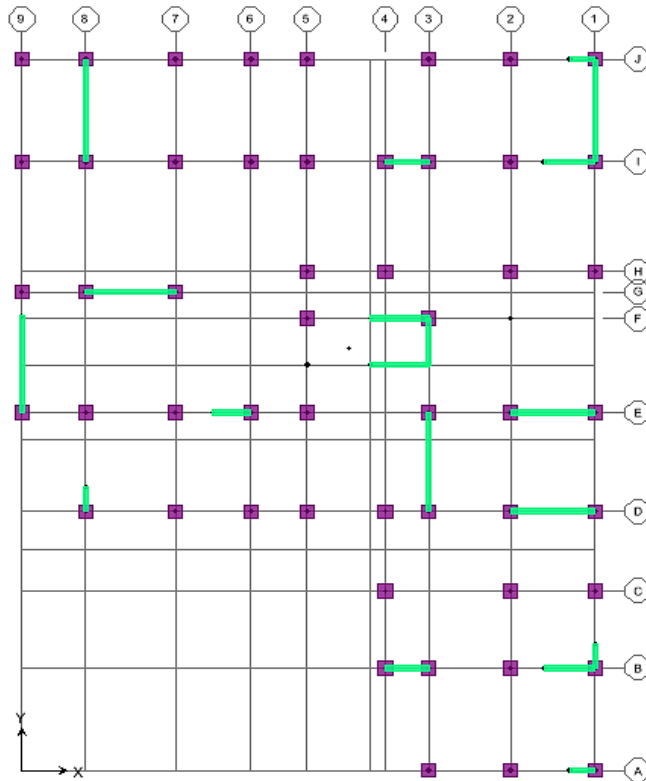
Dessin des poteaux en étages courants

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

➤ Dessin des voiles:

On clique sur :

- L'icône  ou  → **Property** (on choisit **VOILE20** et on dessine avec all story la disposition des voiles nécessaire).

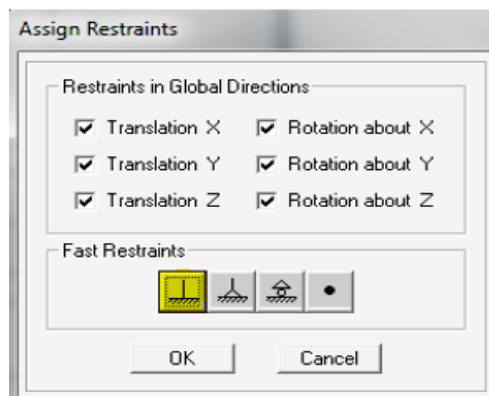


➤ Dessin des appuis :

Les poteaux et les voiles doivent être parfaitement encastrés dans les fondations. Pour représenter cet encastrement, on sélectionne les nœuds de la base.

On clique sur :

- **Assign** → **Joint/point** → **Restraints** → on clique sur l'icône  → OK.



-Cette icône permet de bloquer toutes les translations et les rotations à la base


Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

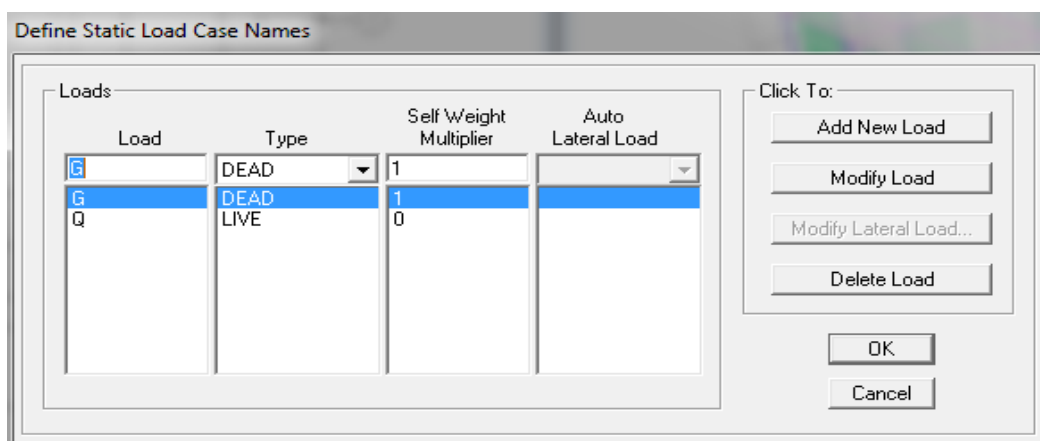
6- Etape 06 : Définition des charges statiques

a- Poids propre de la structure :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q). En insérant la valeur 1 dans la case "Self Weight Multiplier", le logiciel inclut le poids propre des éléments en l'ajoutant automatiquement aux charges permanentes G

On clique sur :

- **Define** → **Static load cases**  (On définit les charges permanentes G et les surcharge Q) → **OK**.




b- Charges statiques pour les éléments linéaires :

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments linéaires concernés (poutres, poutrelles...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ou Q). Plusieurs cas de charges sont disponibles :


- Charges réparties :

On clique sur :

- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Distributed loads**  → (Il est nécessaire de préciser le type de charge (permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et de choisir entre une charge uniforme (« Uniform Load ») et une charge trapézoïdale (« Trapezoidal Loads »).

- Charges concentrées :

On clique sur :


- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Point loads**  → (il faut spécifier le type de charge (qu'elle soit permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction).

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

c- Charges statiques pour les éléments surfaciques:

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments surfacique (plancher, dalle pleine...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ou Q).

On clique sur :

- **Assign** → **Shell/ Area loads** → **Uniform surface loads**  → (Il est nécessaire de spécifier le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), ainsi que son intensité et sa direction).

- **Plancher étage courant :**

$$G = 5.96 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 6.01 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Dalle pleine:**

$$G = 1.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Balcon en corps creux :**

$$G = 5.96 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

7- Etape 07 : Définition des charges dynamique

a- Définir le spectre selon le RPA :

Pour effectuer le calcul dynamique de la structure, il est nécessaire d'introduire un spectre de réponse. Ce spectre représente la courbe maximale d'accélération en fonction des périodes propres T pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée.

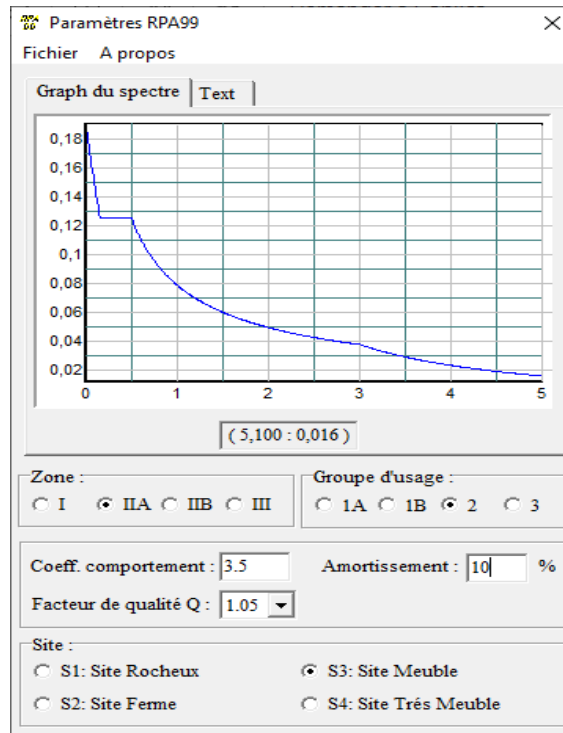
Les données à insérer dans le logiciel sont les suivantes :

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité moyenne)
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coefficient de comportement R** : Portique contreventés par des voiles **R = 3.5**
- **Remplissage** : Dense **10%**
- **Site** : **S3**
- **Facteur de qualité Q** : $Q=1+\Sigma Pq \Rightarrow Q=1.05$

On clique sur :

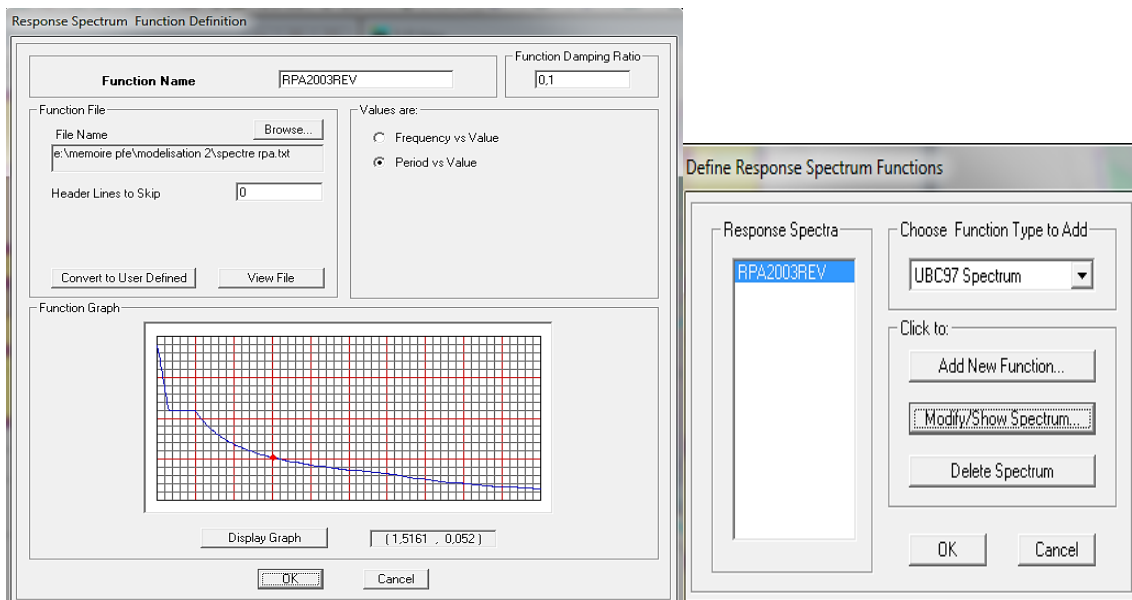
- **Text** → **Enregistrer**

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

- **Define** → **Response spectrum function** → **Add new function** → **Browse** (Pour insérer le spectre) → **Display graph** → **OK** → **OK**



b- La charge sismique [E] :

Une fois que le spectre est défini, on doit définir la charge sismique **E** suivant les deux directions horizontales X et Y.

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

On clique sur :

- **Define** → **Response spectrum cases** → **Add new spectrum** → (Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales [U1, U2]) → **OK**.

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left dialog is for case 'EX' and the right for case 'EY'. Both dialogs have the following settings: 'Structural and Function Damping' (Damping: 0.1), 'Modal Combination' (CQC selected), 'Directional Combination' (SRSS selected), and 'Eccentricity' (Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05). The 'Input Response Spectra' section in the left dialog shows U1 with function 'RPA2003RI' and scale factor '9.81'. The right dialog shows U2 with function 'RPA2003RI' and scale factor '9.81'. Both dialogs have 'Excitation angle' set to 0 and 'Override Diaph. Eccen.' set to 'Override...'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom of each dialog.

8- Etape 08 : Les combinaisons d'actions:

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges. On introduire les combinaisons de charges suivante :

- Combinaisons aux états limites : (BAEL modifie 99)

ELU 1,35 G+1,5 Q.


ELS G+Q.

- Combinaisons accidentelle (RPA99 modifié 2003 art 5.2)

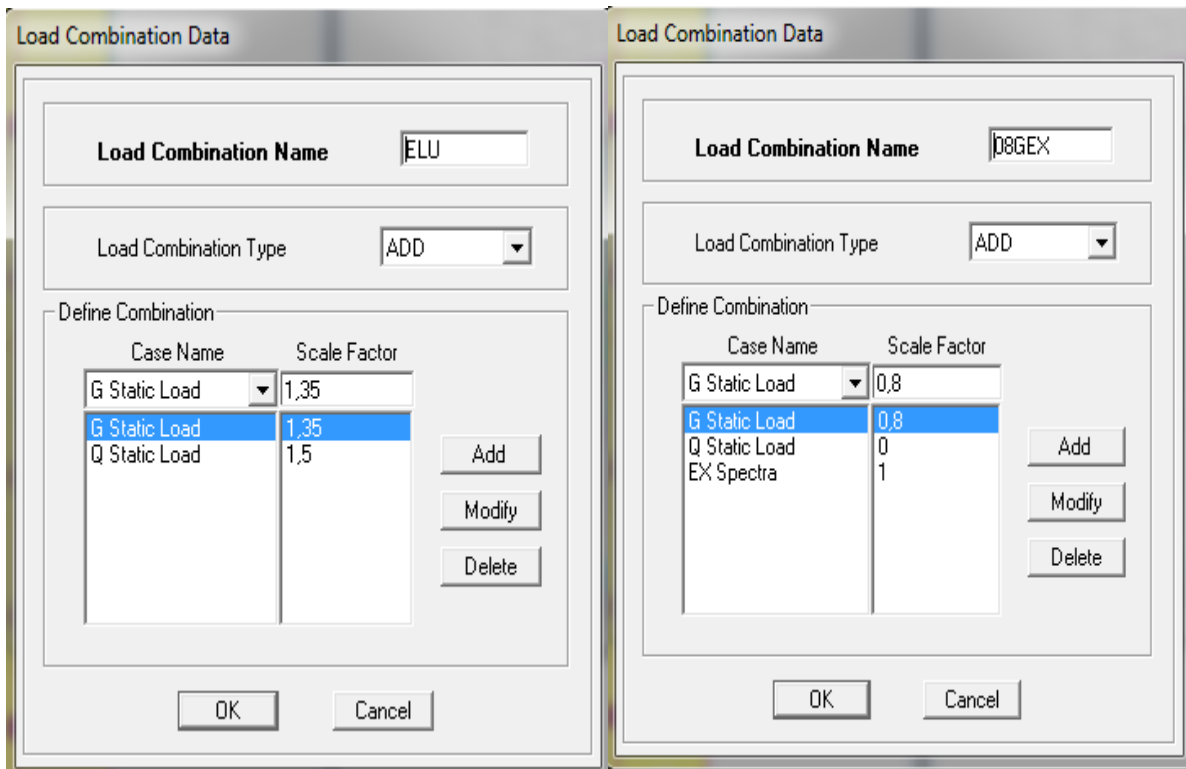
GQE : G+Q + E.

08 GE : 0,8G ± E

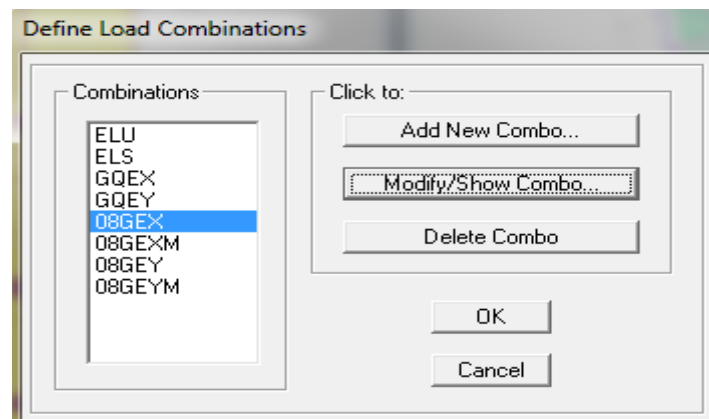
On clique sur :

- **Define** → **load combinations**  → **Add new combinations** → (On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions) → **OK**.

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS



On obtient ces huit combinaisons d'action :

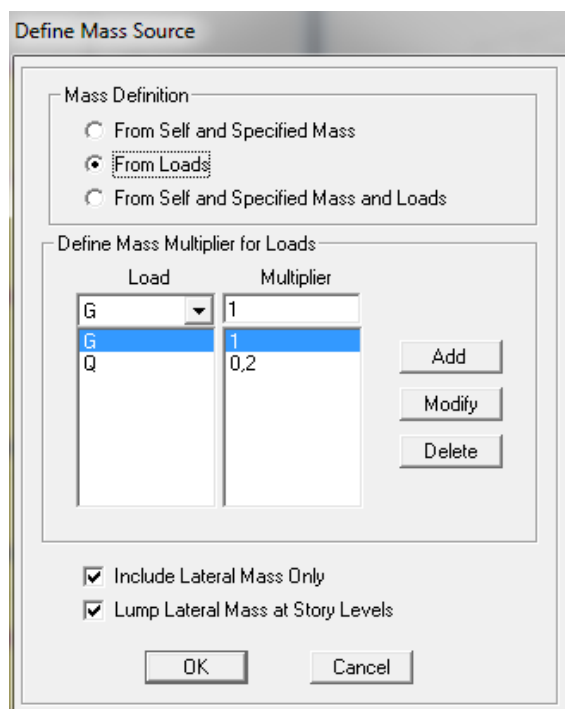


9- Etape 09 : Masse source (la masse sismique)

Pour l'analyse modale, on commence par définir la source de la masse. Ensuite, on ajoute les charges nécessaires avec leurs facteurs de pondération. On regroupe les charges statiques sur la structure, qu'elles soient permanentes ou d'exploitation, en utilisant la formule $[W = G + \beta \cdot Q]$ avec $(\beta = 0.2)$ selon la norme RPA99/version 2003 (tableau 4.5).

On clique sur :

- **Define** → **Masse source**  → **From load** → **Define masse multiplier for loads** → **G** → **Add** → **0.2 Q** → **Add** → **OK**.



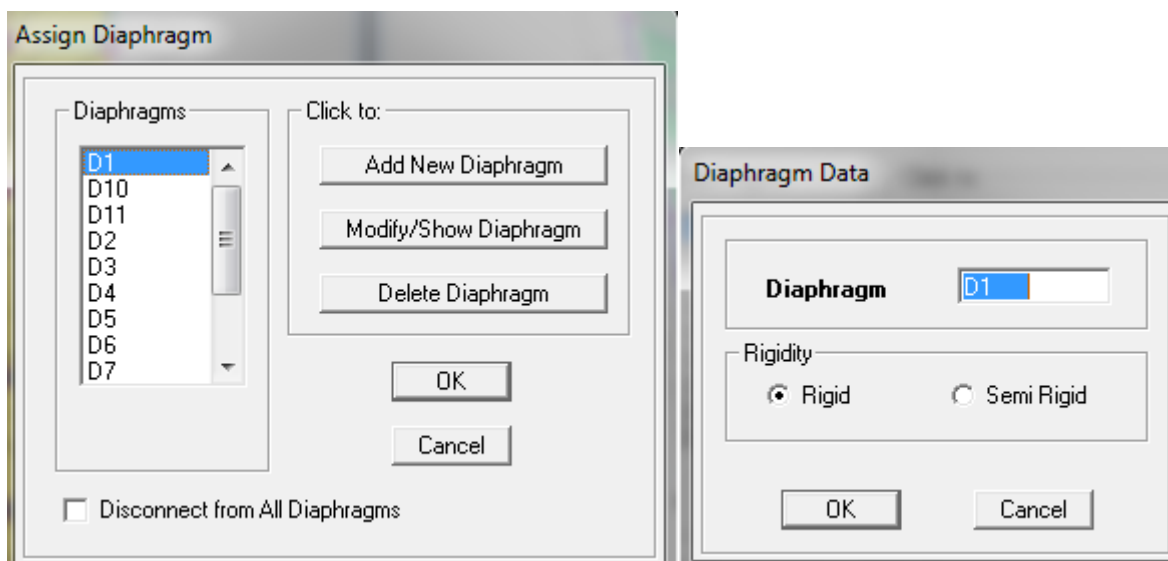
10- Etape 10: Diaphragm

Étant donné que les planchers sont considérés comme infiniment rigides, il est nécessaire de connecter tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres, de manière à former un diaphragme. Cela permet de diminuer le nombre d'équations que le logiciel doit résoudre.

Afin de sélectionner tout le plancher, on clique sur :

- **Assign → Joint/Point → Diaphragm → Add new diaphragm → D1** (pour le 1er plancher) → **OK**.

On effectue les mêmes procédures pour les autres niveaux jusqu'au dernier étage on opte :



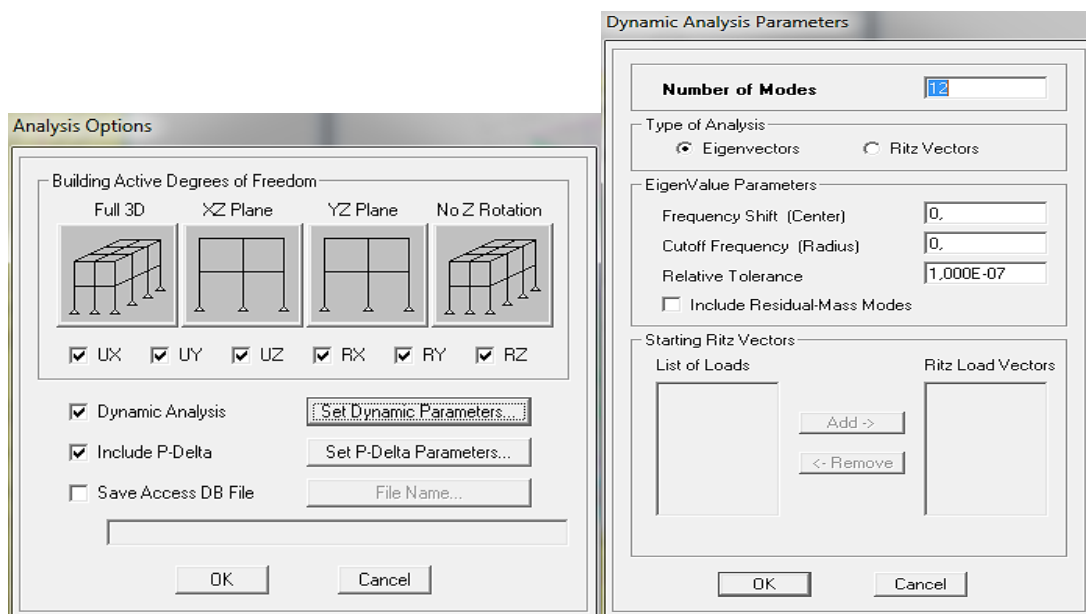
IV-3- Étapes de l'analyse et présentation des résultats :

1- Étapes de l'analyse :

Avant de commencer l'analyse, il est nécessaire de préciser le nombre de modes.

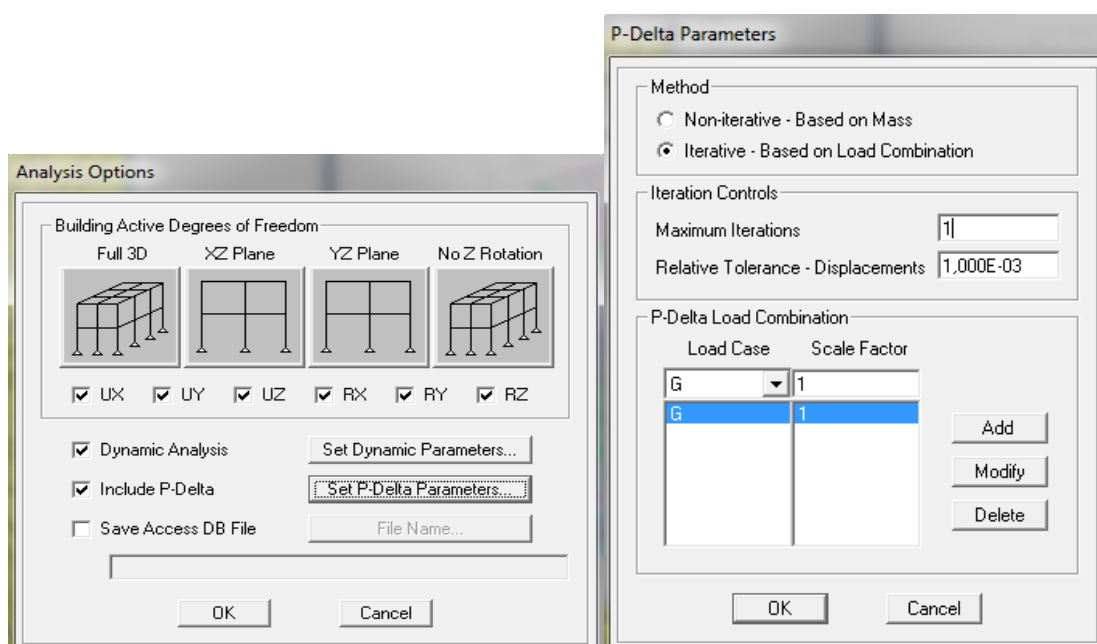
On clique sur :

- **Analyse** → **Set analyse options** → **Set dynamique parameters** → **Number of modes (12)** → **Eingenvectors** → **OK**.



Ensuite on clique sur:

- **Set P-Delta parameters** → **Iterative- Bases of load combination** → **Maximum Interactions (1)** → **Relative Tolerance – Displacements (1,000E-03)** → **G (1)** → **OK**



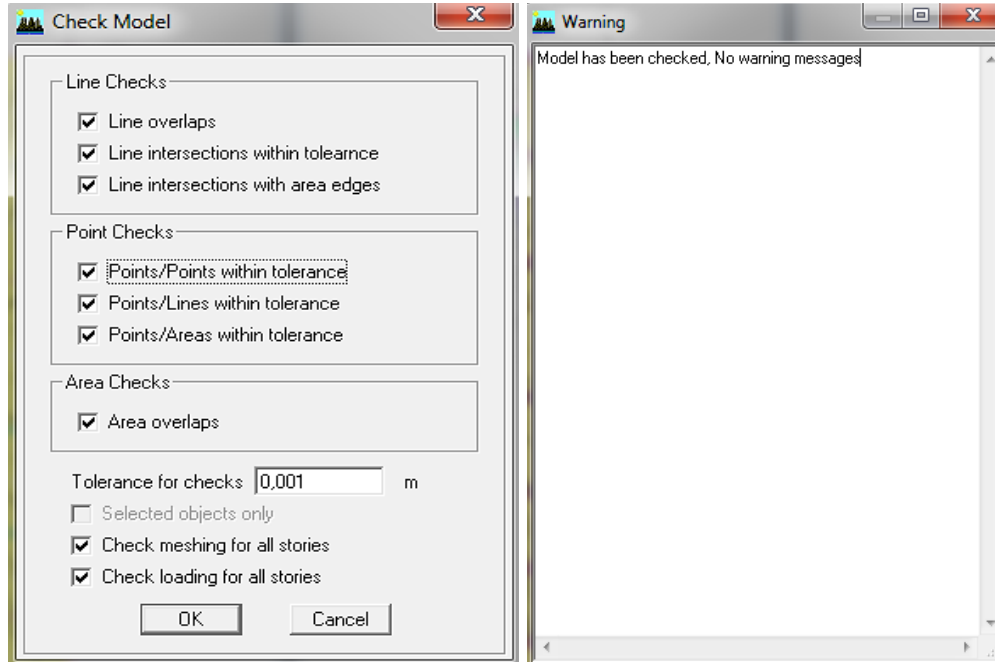
Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

Pour contrôler le model, il est nécessaire pour de suivre ces étapes suivantes:

On clique sur :

- **Check model** → (Cocher toutes les cases dans les champs) → **OK**.

Cette opération permetre d'illustrer les erreurs afin de les corriger.



Le lancement d'analyse se fait on cliquant sur :

- **Analyze** → **Run analyze** (ou bien on utilisant le clavier on cliquant sur F5).

Chapitre V
Vérification des exigences du
RPA99/version 2003

V- Introduction :

Un séisme résulte de la libération d'énergie dans la croûte terrestre, provoquant des vibrations destructrices. Pour assurer la sécurité des structures, il est essentiel de procéder à un calcul sismique rigoureux avant d'entreprendre toute étape de ferrailage. En Algérie, ce calcul doit respecter les exigences du règlement parasismique RPA99 (version 2003), qui impose des critères stricts, tels que :

- Nombre de mode à considérer (**Article 4.3.4**).
- La Période fondamentale de la structure (**Article 4.2.4**).
- Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**).
- Justification du système de contreventement (**Article 3.4**).
- Effet de la torsion accidentelle (**Article 4.3.7**).
- Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**).
- Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**)
- Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ (**Article 5.9**)

1- Choix de la méthode de calcul :

Parmi ces trois méthodes de calculs suivants donner par RPA 99/modifier 2003 :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélérogrammes.

On choisisse la méthode d'analyse modale spectrale car elle est adaptée aux structures irrégulières en plan et de hauteur supérieure à 23 mètres, en groupe d'usage 2 et en zone II, où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Elle permet d'évaluer les effets maximaux des forces sismiques sur chaque mode de vibration via un spectre de réponse, et de combiner ces effets pour obtenir la réponse globale de la structure, conformément à l'**Article 4.3 du RPA 99**.

- **Spectre de réponse de calcul (Article 4.3.3 du RPA 99)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{array} \right.$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1**).
- **η** : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**).
- **T₁** et **T₂** : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tableau 4.7**).
- **Q** : Facteur de qualité de la structure (**Tableau 4.4**).

2- Nombre de modes à considérer :

Selon l'article **4.3.4 RPA99 version 2003** les structures modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est impératif que le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chacune des directions d'excitation soit déterminé de manière à ce que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit d'au moins 90 % de la masse totale de la structure.

3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article **4.2.4 RPA99/ version 2003**, la valeur de T, calculée à l'aide des formules de Rayleigh ou par des méthodes numériques, ne doit pas excéder de plus de 30 % de celle déterminée par les formules empiriques les plus rigoureuses.

-Calcul de la période :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\} ; \quad T_{\text{maj}} = T + 30\% T$$

Avec :

- **CT = 0.050** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- **h_N = 34.17m** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **D** : Délimitations du bâtiment mesurée à sa base dans le sens de calcul considérée.
On a : { **D_x = 22.95 m** et **D_y = 30.05 m** }.

-selon le sens X-X :

$$D = 22.95 \text{ m} \Rightarrow T_{x_{emp}} = \min \left\{ 0.05 \times 34.17^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times 34.17}{\sqrt{22.95}} \right\} \Rightarrow T_{x_{emp}} = \min \{ 0.706s ; 0.641s \}$$

$$\Rightarrow T_{x_{emp}} = 0.641s$$

$$T_{x_{maj}} = 0.641 + 0.3 \times 0.641 \Rightarrow T_{x_{maj}} = 0.833s$$

-selon le sens Y-Y :

$$D = 30.05 \text{ m} \Rightarrow T_{y_{emp}} = \min \left\{ 0.05 \times 34.17^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times 34.17}{\sqrt{30.05}} \right\} \Rightarrow T_{y_{emp}} = \min \{ 0.706s ; 0.561s \}$$

$$\Rightarrow T_{y_{emp}} = 0.561s$$

$$T_{y_{maj}} = 0.561 + 0.3 \times 0.561 \Rightarrow T_{y_{maj}} = 0.729s$$

-Après l'analyse de la structure avec logiciel ETABS on clique sur :

- **Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK.**

TableaV.1 : Résultats de la période donnée par ETABS.

niveau	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,818016	68,7965	0,3872	68,7965	0,3872	0,1497
2	0,661686	0,4124	66,9598	69,2089	67,347	0,9061
3	0,659329	0,0983	0,8325	69,3072	68,1795	67,0284
4	0,219379	15,8887	0,0992	85,1959	68,2787	0,1006
5	0,167724	0,2763	6,2201	85,4722	74,4988	11,4487
6	0,163861	0,0032	11,7641	85,4754	86,2629	6,2966
7	0,108771	0,6993	0,2542	86,1747	86,5172	0,0034
8	0,100366	4,1661	0,0306	90,3408	86,5478	0,0615
9	0,087951	1,5833	0,4384	91,9241	86,9862	0,1574
10	0,081839	0,3241	0,5225	92,2481	87,5087	0,1426
11	0,07384	0,099	1,0281	92,3472	88,5368	4,9246
12	0,070623	0,0058	5,0694	92,353	93,6062	1,6403

la valeur la plus défavorable de la période est : $T_{ETABS} = 0.818s$

Donc : $T_{ETABS} = 0.818s < T_{x_{maj}} = 0.833s \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

4- Sollicitations normales:

Selon l'article **7.4.3.1 RPA99/ version 2003** l'effort normal de compression de calcul, également désigné comme effort normal réduit, est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : L'aire de la section (section brute).
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

-D'abord en doit sélectionner les poteaux à la base non liée aux les voiles, puis on clique sur :

- **Display** → **Show table** → **Select cases/ Combos** (on sélectionne les combinaisons d'action sismique « G + Q ± E » et « 0.8G ± E ») → **Frame output** → **Frame forces** → **Column forces** → **OK**.

-On prend la grande valeur de P en valeur absolue $N_d = 1329,39 \text{ KN}$ avec la section des poteaux **B = (35×35)**.

$$v = \frac{1329,39 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.43 > 0.30 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

- ❖ Après plusieurs essais d'augmentation des sections des poteaux les résultats sont résumés comme suit :

▪ **Pour les poteaux de (50 × 50)** ⇒ $N_d = 1583.37 \text{ KN}$

$$v = \frac{1583.37 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.25 \quad \Rightarrow \quad v = 0.25 < 0.3 \quad \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

▪ **Pour les poteaux de (45 × 45)** ⇒ $N_d = 1217.53 \text{ KN}$

$$v = \frac{1217.53 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.24 \quad \Rightarrow \quad v = 0.24 < 0.3 \quad \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

▪ **Pour les poteaux de (40 × 40)** ⇒ $N_d = 725.18 \text{ KN}$

$$v = \frac{725.18 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.18 \quad \Rightarrow \quad v = 0.18 < 0.3 \quad \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

▪ **Pour les poteaux de (35 × 35)** ⇒ $N_d = 277.94 \text{ KN}$

$$v = \frac{277.94 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.09 \quad \Rightarrow \quad v = 0.09 < 0.3 \quad \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

5- Justification du système de contreventement :

Cette étape a pour but de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont déterminés à l'aide du logiciel ETABS en choisissant les combinaisons de charges appropriées. Par la suite, le coefficient de comportement R est attribué selon les catégories du Tableau 4.3 du RPA 99.

On peut extraire les résultats à partir d'ETABS en suivant les étapes suivantes, on clique sur :

a- Charges horizontal :

➤ **View** → **Set 3D view** → **xz** (Plan : 270° , Elevation : 0° , Aperture : 0°) → **OK**

-Selon le sens X-X :

➤ **Display** → **Deformed shape** → **Ex Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on changent la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,6389	0
End Point	26,2324	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,2968	1,8268	0,	0,1237

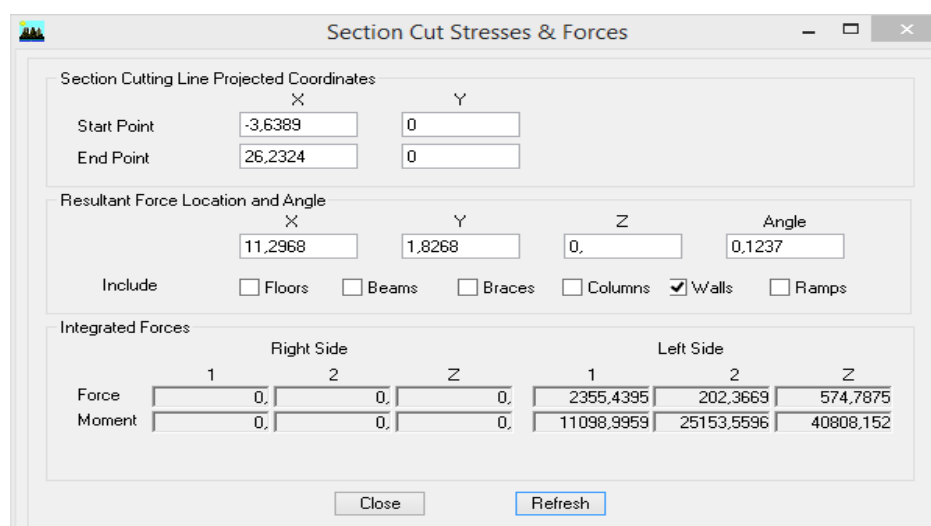
Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2734,8217	229,1204	1,262E-11
Moment	0,	0,	0,	4820,7345	58583,105	48003,065

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts horizontaux reprenés par les voiles uniquement.



TableauV.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

Story X-X	Fx totale	Pourcentage %	Fx voiles	Pourcentage %
RDC	2 701,77	100,00	2 353,58	87,11
1er étage	2 640,42	100,00	1 988,20	75,30
2eme étage	2 526,06	100,00	1 919,50	75,99
3eme étage	2 362,65	100,00	1 660,43	70,28
4eme étage	2 168,03	100,00	1 392,08	64,21
5eme étage	1 950,12	100,00	1 357,36	69,60
6eme étage	1 679,87	100,00	1 075,50	64,02
7eme étage	1 339,11	100,00	781,17	58,34
8eme étage	1 019,90	100,00	658,11	64,53
9eme étage	573,21	100,00	236,73	41,30

Remarque :

Le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles en RDC dépasse 80%.

-Selon le sens Y-Y :

- **Display → Deformed shape → Ey Spectra → Draw → Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**

-Puis en refait la ligne dans chaque étage on changeant la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages (les résultats s'affiche dans la case 2).

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0	0
End Point	24,2324	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1355	2,1171	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	228,717	2688,38	265,7551
Moment	0,	0,	0,	63241,445	3827,5111	13219,7146

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenz par les voiles uniquement.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0	0
End Point	24,2324	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1355	2,1171	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	209,5414	2396,9926	276,7037
Moment	0,	0,	0,	27884,944	2413,6127	11661,837

Close Refresh

Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Story Y-Y	Fy totale	Pourcentage %	Fy voiles	Pourcentage %
RDC	2 688,36	100,00	2 396,99	89,16
1er étage	2 685,60	100,00	2 240,75	83,44
2eme étage	2 568,25	100,00	2 124,90	82,74
3eme étage	2 413,21	100,00	1 883,99	78,07
4eme étage	2 243,57	100,00	1 633,49	72,81
5eme étage	2 014,86	100,00	1 531,94	76,03
6eme étage	1 752,03	100,00	1 241,00	70,83
7eme étage	1 448,19	100,00	927,40	64,04
8eme étage	1 067,04	100,00	735,53	68,93
9eme étage	631,60	100,00	281,56	44,58

Remarque :

Le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles en RDC, Niv 1 et Niv 2 dépasse 80%

b- Charge vertical :

-Selon le sens Z-Z :

- **Display → Deformed shape → ELS → Draw → Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0	00
End Point	25,0711	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,4581	2,1494	0,	0,4073

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	5,0636	4,4289	-49751,24
Moment	0,	0,	0,	-733749,	112902,976	-162,7631

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprennez par les voiles uniquement.

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-0,5548	17,5083	-16757,114
Moment	0,	0,	0,	-253961,05	46483,072	-67,3771

Tableau V.4 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.

Story Z-Z	Fz totale	Pourcentage %	Fz voile	Pourcentage%
RDC	49 751,24	100,00	16 757,11	33,68

Conclusion :

Le système de contreventement est assuré par des voiles (**catégorie 2 : voiles porteurs**) car les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales, on opte le coefficient de comportement **R = 3.5**.

6- Résultante des forces sismique de calcul :

Selon **article 4.3.6 de RPA99/ version 2003** la résultante des forces sismiques V_t obtenue par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 80 \% V$, tous les paramètres calculés par la méthode modale doivent être ajustés en les augmentant selon le rapport $0.8 V/V_t$

- **La formule de la force sismique totale :**

Selon **article 4.2.3** la force sismique totale V , qui est appliquée à la base de la structure, doit être déterminée successivement dans deux directions horizontales perpendiculaires en utilisant la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1).**

Cela dépend de la zone sismique et du groupe d'usage; dans notre cas :

-Groupe d'usage 2

- Zone sismique IIa Donc :

Donc : **A = 0.15**

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**

Cela dépend de la catégorie de site, du coefficient de correction d'amortissement (η) ainsi que de la période fondamentale de la structure (T)

Dans notre cas :

-La période fondamentale **T = 0.818s**

-Site : **S3**

-**T₂ = 0.50s**

Donc : $T_2 = 0.50 \text{ s} < T_{\text{ETABS}} = 0.818 \text{ s} < 3.00 \text{ s}$; qui donne : **D = 2.5 η (T₂/T)^{2/3}**

Avec: **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : **$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \Rightarrow \eta = \mathbf{0.763}$$

On aura :

$$D = 2.5 \times 0.763 \times (0.50/0.818)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.37}$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

A partir de la justification précédente de système de contreventement on a déterminé du (Tableau 4.3) que **R = 3.5**.

- **Q : Facteur de qualité de la structure**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q= 1 + \sum Pq**

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non" (**Tableau 4.4**).

TableauV.5 : Détermination de la somme des pénalités à retenir.

Critère q	Observé (oui/non)	Pq
1. condition minimale sur les files de contreventement.	Oui	0
2. redondance en plan.	Oui	0
3. régularité en plan.	Non	0.05
4. régularité en élévation.	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
		$\Sigma Pq = 0.05$

Donc : **Q = 1 + 0.05 \Rightarrow Q = 1.05**

- **W : Le poids total de la structure**

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

W = G + β Q avec **$\beta = 0,2$** pour un bâtiment d'habitation.

On clique sur :

- **Display** → **Show Table** → **Select Cases/ Combos** (G et Q) → **OK** → **Building output** → **story sheares** → **OK**

On opte : G = 47755.79 KN et Q = 6668.42 KN

$$W = 47755.79 + 0.2 \times 6668.42 \Rightarrow W = 49089.47 \text{ KN}$$

Finalement : La force sismique totale V est égale à :

$$V = \frac{0.15 \times 1.37 \times 1.05}{3.5} \times 49089.47 \Rightarrow V = 3026.37 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } 0.8V = 0.8 \times 3026.37 \Rightarrow 0.8V = 2421.09 \text{ KN}$$

-Pour obtenir les efforts tranchet à partir de logiciel, on clique sur :

- **Display** → **Show Table** → **Modal information** → **Building modal information** → **Response Spectrum Base Ractions** → **OK.**

On opte:

- $V_{X_{ETABS}} = 2735.03 \text{ KN}$
- $V_{Y_{ETABS}} = 3091.35 \text{ KN}$

❖ Vérification de la condition :

Selon X-X :

$$V_{X_{ETABS}} = 2735.03 \text{ KN} > 0.8V = 2421.09 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon Y-Y :

$$V_{Y_{ETABS}} = 3091.35 \text{ KN} > 0.8V = 2421.09 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7- Justification vis-à-vis des déformations :

Selon **article 5.10 de RPA99/ version 2003** les déplacements latéraux relatifs entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage, sauf si un déplacement plus important peut être justifié.

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 99 / version 2003

D'après l'article 4.4.3 de RPA99/ version 2003 :

-Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} = Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

-Selon le sens X-X :

Tableau V.6 : déplacement relatif dans le sens X-X

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_{kx}	1% Hn
STORY11	0,0204	3.5	0.0714	0.0035	0,0306
DPSM	0,0194	3.5	0,0679	0.0028	0,0306
TERASSE	0,0186	3.5	0,0651	0.00665	0,0306
STORY9	0,0167	3.5	0,05845	0.007	0,0306
STORY8	0,0147	3.5	0,05145	0.00735	0,0306
STORY7	0,0126	3.5	0,0441	0.0077	0,0306
STORY6	0,0104	3.5	0,0364	0.00805	0,0306
STORY5	0,0081	3.5	0,02835	0.0077	0,0306
STORY4	0,0059	3.5	0,02065	0.00735	0,0306
STORY3	0,0038	3.5	0,0133	0.0063	0,0306
STORY2	0,002	3.5	0,007	0.00455	0,0306
STORY1	0,0007	3.5	0,0024	0.00245	0,0357

⇒On remarque que **les conditions sont vérifiées** dans le sens X-X.

-Selon le sens Y-Y :

Tableau V.7 : déplacement relatif dans le sens Y-Y

Story	δ_{ek}	R	δ_{ek2}	Δ_{ky}	1% Hn
STORY11	0,0015	3,5	0,00525	0	0,0306
DPSM	0,0015	3,5	0,00525	0,0007	0,0306
TERASSE	0,0013	3,5	0,00455	0,00035	0,0306
STORY9	0,0012	3,5	0,0042	0,00035	0,0306
STORY8	0,0011	3,5	0,00385	0,0007	0,0306
STORY7	0,0009	3,5	0,00315	0,0007	0,0306
STORY6	0,0007	3,5	0,00245	0,00035	0,0306
STORY5	0,0006	3,5	0,0021	0,0007	0,0306
STORY4	0,0004	3,5	0,0014	0,00035	0,0306
STORY3	0,0003	3,5	0,00105	0,0007	0,0306
STORY2	0,0001	3,5	0,00035	0	0,0306
STORY1	0,0001	3,5	0,00035	0,00035	0,0357

⇒ On remarque que **les conditions sont vérifiées** dans le sens Y-Y.

8- Justification vis-à-vis des déformations :

Selon **article 5.9 de RPA99/ version 2003** les effets du 2eme ordre (effet P-Δ) peuvent être ignorés si le coefficient θ est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux. Si θ est compris entre 0,10 et 0,20, une correction sismique est requise. Pour θ supérieur à 0,20, la structure doit être redimensionnée en raison d'un risque d'instabilité.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec : ces valeurs sont données par logiciel ETABS

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : Hauteur de l'étage « k »
- $W_k = W = G_k + \beta \cdot Q_k$ avec $\beta = 0.2$: le poids de chaque etage

-Selon le sens X-X :

Story	W_k	P_k	Δ_{kx}	V_x	h_k	θ	Vérif
STORY11	188.614	188,61	0.0035	47,52	3,06	0.005	$\leq 0,10$
DPSM	170.89	170,89	0.0028	53,90	3,06	0.003	$\leq 0,10$
TERASSE	4746.594	4 746,59	0.00665	583,64	3,06	0.018	$\leq 0,10$
STORY9	9343.104	9 343,10	0.007	1 047,80	3,06	0.020	$\leq 0,10$
STORY8	14080.186	14 080,19	0.00735	1 411,10	3,06	0.024	$\leq 0,10$
STORY7	18817.266	18 817,27	0.0077	1 722,63	3,06	0.027	$\leq 0,10$
STORY6	23554.346	23 554,35	0.00805	1 992,23	3,06	0.031	$\leq 0,10$
STORY5	28450.748	28 450,75	0.0077	2 218,93	3,06	0.032	$\leq 0,10$
STORY4	33347.138	33 347,14	0.00735	2 408,51	3,06	0.033	$\leq 0,10$
STORY3	38243.53	38 243,53	0.0063	2 565,70	3,06	0.031	$\leq 0,10$
STORY2	43317.98	43 317,98	0.00455	2 679,65	3,06	0.024	$\leq 0,10$
STORY1	49089.474	49 089,47	0.00245	2 735,04	3,57	0.014	$\leq 0,10$

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages.

-Selon le sens Y-Y :

Story	W	P_k	Δ_k	V_Y	h_k	θ	Verif
STORY11	188.614	188,61	0	42,53	3,06	0	$\leq 0,10$
DPSM	170.89	170,89	0,0007	50,31	3,06	0,007	$\leq 0,10$
TERASSE	4746.594	4746,59	0,00035	657,90	3,06	0,008	$\leq 0,10$
STORY9	9343.104	9343,10	0,00035	1190,88	3,06	0,008	$\leq 0,10$
STORY8	14080.186	14080,19	0,0007	1606,95	3,06	0,019	$\leq 0,10$
STORY7	18817.266	18817,27	0,0007	1963,01	3,06	0,021	$\leq 0,10$
STORY6	23554.346	23554,35	0,00035	2270,69	3,06	0,011	$\leq 0,10$
STORY5	28450.748	28450,75	0,0007	2525,02	3,06	0,024	$\leq 0,10$
STORY4	33347.138	33347,14	0,00035	2729,65	3,06	0,013	$\leq 0,10$
STORY3	38243.53	38243,53	0,0007	2896,07	3,06	0,028	$\leq 0,10$
STORY2	43317.98	43317,98	0	3022,11	3,06	0	$\leq 0,10$
STORY1	49089.474	49089,47	0,00035	3091,34	3,57	0,020	$\leq 0,10$

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages.

9- Conclusion :

Après avoir ajusté les dimensions des éléments structuraux, notamment en augmentant les sections des poteaux, et validé toutes les exigences du RPA 99/version 2003, les résultats indiquent que :

- Nombre de mode à considérer
- Estimation de la période fondamentale de la structure est vérifiée.
- Sollicitations normales sont vérifiées.
- Justification de système de contreventement $R=3.5$.
- Effet de la torsion accidentelle est vérifié.
- Résultat des forces sismique (effort tranchant) est vérifié.
- Justification vis-à-vis des déformations est vérifiée
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta est vérifié.

Ainsi, toutes les vérifications nécessaires ont été complètes, permettant de passer à l'étape du ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI-1- Ferrailage des poteaux:

Les poteaux, éléments linéaires verticaux soumis à des efforts normaux, tranchants et moments fléchissant, sont calculés à l'état limite ultime en flexion composée. Le dimensionnement prend en compte les sollicitations les plus défavorables, incluant les efforts normaux et moments, qu'ils soient maximaux ou minimaux

- Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Tableau VI.1.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	f_e	σ_s
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.80
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	500	500

- Les exigences du RPA 99 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)
- Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal en zone II est limité à **0.8%**

-Le pourcentage maximal sera de :

- **3%** en zone courante
- **6%** en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de **12mm**.

-Le diamètre minimum de recouvrement est de **40Φ en zone II**.

-La distance entre les barre verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **St = 25cm**.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.2 : la section minimal et maximal d'armature.

	$A_{\min} = 0.8\% b^2$ [cm ²]	$A_{c_{\max}} = 3\% b^2$ [cm ²]	$A_{r_{\max}} = 6\% b^2$ [cm ²]
Pot (50×50)	20.00	75.00	150.00
Pot (45×45)	16.20	60.75	121.50
Pot (40×40)	12.80	48.00	96.00
Pot (35×35)	9.80	36.75	73.50

1-1-Calcul des armatures

Remarque :

Le calcul sera réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC.

- Présentation de logiciel SOCOTEC :

SOCOTEC est un logiciel basé sur les principes de calcul du BAEL (Règles de Calcul des Structures en Béton Armé). Cependant, il est essentiel pour l'utilisateur de respecter certains paramètres afin d'assurer la précision des résultats.

Les conventions de signes pour les efforts normaux diffèrent entre les logiciels « ETABS » et « SOCOTEC » : dans « ETABS », les signes positifs indiquent des tractions et les signes négatifs des compressions, tandis que dans « SOCOTEC », les signes positifs correspondent à des compressions et les signes négatifs à des tractions

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

a- Armatures longitudinales

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux

Section [cm ²]	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	As adopté (cm ²)
(50×50)	ELU	N _{max} = -2143.93	M _{2corr} = 3.98	24.86	20.00	12HA20	37.70
	0.8G+EY	N _{min} = 876.06	M _{3corr} = 2.75	0			
	0.8Q+EX	N _{corr} = -52.04	M _{3max} = 46.45	2.54			
(45×45)	ELU	N _{max} = -1649.21	M _{2corr} = 9.75	19.54	16.20	8HA16 + 4HA14	22.24
	0.8G+EY	N _{min} = 392.51	M _{2corr} = 1.68	0			
	0.8Q+EX	N _{corr} = -29.92	M _{3max} = 65.68	3.50			
(40×40)	ELU	N _{max} = -982.65	M _{2corr} = 9.56	11.95	12.80	8HA16	16.08
	0.8G+EY	N _{min} = 56.90	M _{2corr} = 39.36	1.57			
	0.8Q+EX	N _{corr} = -92.56	M _{3max} = 62.31	2.85			
(35×35)	ELU	N _{max} = -376.24	M _{2corr} = 8.30	4.99	9.80	8HA14	12.32
	0.8G+EY	N _{min} = 36.13	M _{2corr} = 4.44	0			
	0.8Q+EX	N _{corr} = -58.77	M _{3max} = 40.58	3.22			

• Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de $L=50\phi$ (BAEL)

Poteaux 50×50 : $L \geq 50 \times 2 = 100 \Rightarrow L = 100 \text{ cm}$

Poteaux 45×45 : $L \geq 50 \times 1.6 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm}$

Poteaux 40×40 : $L \geq 50 \times 1.6 = 80 \Rightarrow L = 80 \text{ cm}$

Poteaux 35×35 : $L \geq 50 \times 1.4 = 70 \Rightarrow L = 70 \text{ cm}$

b- Armatures transversales : (RPA Art.7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- t : l'espacement des armatures transversales.

$$\text{-si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5.$$

$$\text{-si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75.$$

- **Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

- a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- L_f : longueur du flambement d poteau $L_f = 0.707 l_0$
- l_0 : longueur libre du poteau

- ❖ **Poteaux (50×50) :**

Poteau de RDC : $L = 3.57$ cm

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.57}{0.50} = 5.05 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Poteau de 1^{er} étage : $L = 3.06$ cm

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.50} = 4.33 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

❖ Poteaux (45×45) :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.80 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

❖ Poteaux (40×40) :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.40 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

❖ Poteaux (35×35) :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

• Espacement des armatures transversales

❖ Poteaux (50×50) :

Zone nodale:

$$t' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 2 ; 15) \Rightarrow t' < 15 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t = 10 \text{ cm}}$$

Zone courante:

$$t' \leq 15 \phi_l = 15 \times 2 \Rightarrow t' < 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t = 25 \text{ cm}}$$

❖ Poteaux (45×45) :

Zone nodale:

$$t' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6 ; 15) \Rightarrow t' < 15 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t = 10 \text{ cm}}$$

Zone courante:

$$t' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.6 \Rightarrow t' < 25 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t = 20 \text{ cm}}$$

❖ Poteaux (40×40) :

Zone nodale:

$$t' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6 ; 15) \Rightarrow t' < 15 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.6 \Rightarrow t' < 25 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

❖ Poteaux (35×35) :

Zone nodale:

$$t' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15) \Rightarrow t' < 14 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4 \Rightarrow t' < 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

• La quantité d'armature transversale minimale:

$$\frac{A_t}{t \times b_1}$$

-Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% t \times b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% t \times b_1$

-Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élanement géométrique de poteau.

❖ Poteaux (50×50)

• Poteau de RDC : $\lambda_g = 5.05 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 25 \times 50 = \mathbf{3.75 \text{ cm}^2}$$

- **Poteau de 1^{er} étage** $3 < \lambda_g = 4.33 < 5 \rightarrow$ par interpolation :

$$A_t^{\min} = 0.00467 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.00467 \times 10 \times 50 = \mathbf{2.33 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.00467 \times 25 \times 50 = \mathbf{5.84 \text{ cm}^2}$$

- ❖ **Poteaux (45×45)** : $3 < \lambda_g = 4.8 < 5 \rightarrow$ par interpolation :

$$A_t^{\min} = 0.0035 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.0035 \times 10 \times 45 = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.0035 \times 20 \times 45 = \mathbf{3.15 \text{ cm}^2}$$

- ❖ **Poteaux (40×40)** : $\lambda_g = 5.4 \geq 5$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = \mathbf{1.20 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 40 = \mathbf{2.40 \text{ cm}^2}$$

- ❖ **Poteaux (35×35)** : $\lambda_g = 6.16 \geq 5$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des armatures transversales**

Tableaux VI.1.4 : Détermination des armatures transversales des poteaux.

Section [cm ²]	ρ_a	V_u [KN]	t [cm]	h_1 [cm]	Fe [MPa]	A_{tcal} [cm ²]	A_{tmin} [cm ²]	Ferrailage	A_{tadop} [cm ²]	
50×50	RDC	22.23	$t_n = 10$	50	500	0.22	1.50	6HA12	6.79	
			$t_c = 25$				3.75			
	1 ^{ER}		3.75			$t_n = 10$	0.83			2.33
							5.84			
45×45	2.50	42.37	$t_n = 10$	45		0.47	1.56	6HA10	4.71	
			$t_c = 20$			0.94	3.15			
40×40	2.50	41.82	$t_n = 10$	40		0.52	1.20	4HA10	3.02	
			$t_c = 20$			1.05	2.40			
35×35	2.50	27.13	$t_n = 10$	35	0.39	1.05	4HA8	2.01		
			$t_c = 15$		0.58	1.58				

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

Avec :

- h' : Hauteur de la zone nodale.
- He_1 : Hauteur libre d'étage ($h_e = 357 - 35 = 322 \text{ cm}$).
- He_2 : Hauteur libre d'étage ($h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$).
- b_1 et h_1 : Dimensions transversales du poteau considéré.

D'où :

❖ Poteaux 50×50:

Poteau de RDC : $L = 3.57 \text{ cm}$

$$h' = \text{Max} (322/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

Poteau de 1^{er} étage : $L = 3.06 \text{ cm}$

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 45×45:

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 40×40:

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 35×35:

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 35 ; 45 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

1-2-Vérification à L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2 ,1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adop}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$: **excentricité à l'ELS**

Tableau VI.1.5: Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section [cm ²]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A _s adopté (cm ²)	A _s adopté ≥ A _{min}
(50×50)	N _{max} = -1561.96	M _{2corr} = 2.90	-0.18566	5.643	37.70	C.V
	N _{min} = -34.34	M _{2corr} = -13.66	39.77868	5.801		
	N _{corr} = -75.59	M _{2max} = 22.17	-29.3293	5.758		
(45×45)	N _{max} = -1201.00	M _{2corr} = 7.11	-0.59201	4.546	22.24	C.V
	N _{min} = -236.11	M _{2corr} = -0.70	0.296472	4.545		
	N _{corr} = -504.91	M _{2max} = 18.20	-3.6046	4.556		
(40×40)	N _{max} = -716.19	M _{2corr} = 6.97	-0.97321	3.567	16.08	C.V
	N _{min} = -121.90	M _{2corr} = -0.45	0.369155	3.565		
	N _{corr} = -333.99	M _{2max} = 20.05	-6.00317	3.582		
(35×35)	N _{max} = -274.72	M _{2corr} = 6.05	-2.20224	2.708	12.32	C.V
	N _{min} = -34.72	M _{2corr} = -0.24	0.691244	2.704		
	N _{corr} = -124.65	M _{2max} = 18.60	-14.9218	2.743		

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \{3,33; 5\text{MPa}\}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Article 7.4.3.2 du RPA 99/version 2003

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

- Si $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
- Si $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$

Tableau VI.1.6 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section [cm ²]	V _{max,ELU} [KN]	V _{max,E} [KN]	τ_{bu} [MPa]	τ_u [MPa]	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
(50×50)	17.25	22.23	0.094	0.073	0.075	1.875	3.33	C.V
(45×45)	17.41	42.33	0.221	0.091	0.04	1	3.33	C.V
(40×40)	19.02	41.82	0.279	0.127	0.075	1.875	3.33	C.V
(35×35)	17.16	27.13	0.239	0.151	0.075	1.875	3.33	C.V

1-3-Vérification à L'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

b- Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS (État Limite de Service). Pour cela, les contraintes maximales dans le béton seront calculées et comparées aux contraintes admissibles :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux

Exemple :

Poteau (50 × 50) [cm²] → A adoptée = 4HA20 = 12.57 cm²/face

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 3HA16 + 1HA14 = 7.57 cm²/face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 3HA16 = 6.03 cm²/face

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 3HA14 = 4.62 cm²/face

Tableau VI.1.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section [cm ²]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	A _s adopté (cm ²)	A _s adopté (cm ²)	σ _{bc, sup}	σ _{bc, inf}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
(50×50)	N _{max} = -1561.96	M _{2corr} = 2.90	12.57	12.57	5.53	5.33	C.V
	N _{min} = -34.34	M _{2corr} = -13.66			0.75	0	
	N _{corr} = -75.59	M _{2max} = 22.17			1.25	0	
(45×45)	N _{max} = -1201.00	M _{2corr} = 7.11	7.57	7.57	5.71	4.96	C.V
	N _{min} = -236.11	M _{2corr} = -0.70			1.09	1.01	
	N _{corr} = -504.91	M _{2max} = 18.20			3.20	1.29	
(40×40)	N _{max} = -716.19	M _{2corr} = 6.97	6.03	6.03	4.55	3.50	C.V
	N _{min} = -121.90	M _{2corr} = -0.45			0.72	0.72	
	N _{corr} = -333.99	M _{2max} = 20.05			3.39	0.37	
(35×35)	N _{max} = -274.72	M _{2corr} = 6.05	4.62	4.62	2.70	1.33	C.V
	N _{min} = -34.72	M _{2corr} = -0.24			0.28	0.23	
	N _{corr} = -124.65	M _{2max} = 18.60			3.54	0	

VI-2- Ferrailage des poutres:

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les poutres subissent flexion et effort tranchant, déterminant les armatures longitudinales et transversales. Le ferrailage suit les normes RPA99/2003 et BAEL99, en tenant compte des sollicitations maximales et en considérant la fissuration comme non préjudiciable.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Tableau VI.2.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	f_e	σ_s
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.80
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	500	500

- **Les exigences du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)**
- **Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)**

Selon cet article Le ferrailage des poutres doit respecter **un pourcentage minimum d'aciers longitudinaux de 0,5 % de la section totale** de la poutre. Le pourcentage maximum est fixé à **6 % en zone de recouvrement** et à **4 % en zone courante**.

Les poutres soumises à de faibles charges verticales et des forces sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée égale à au moins la moitié de celle en appui.

La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ en zone II**.

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures, dans les poteaux de rive et d'angle doit se faire avec des crochets à 90° .

L'espacement entre deux cadres ne doit pas excéder 10 cm, et il faut un minimum de trois cadres par nœud.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.2.2 : la section minimal et maximal d'armature.

	$A_{\min} = 0.5\% b h$ [cm ²]	$A_{c_{\max}} = 4\% b h$ [cm ²]	$A_{r_{\max}} = 6\% b h$ [cm ²]
PP (30×40)	6.00	48	72
PS (30×35)	5.25	42	63

- **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003.$$

L'espacement maximal est limité à $\min(h/4, 12\phi_l)$ **en zone nodale** et au **moins h/2 en dehors de la zone**, avec le diamètre ϕ_l correspond au diamètre minimum des barres longitudinales comprimées.

Les **premières armatures** doivent être disposées à un **maximum de 5 cm** de l'appui ou de l'encastrement.

2-1-Calcul des armatures

a- Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les dimensions des armatures des poutres sont établies en fonction de quatre principaux types d'éléments

- **P.P** : Poutres principales non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Pv**: Poutres principales reliées aux voiles de contreventement.
- **P.S** : Poutres secondaires non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Sv** : Poutres secondaires reliées aux voiles de contreventement.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Poutre principale :**

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principal.

	Localisation	Combinaison	Moments (KN .m)	A _{soc} (cm ²)	Choix de ferrailage	A _{adop} (cm ²)
P.P	Travée	0.8G+Ey	152.33	9.16	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10.65
	Appuis	ELU	-118.80	8.39	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10.65
P.Pv	Travée	0.8G+Ey	152.33	9.16	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10.65
	Appuis	ELU	-41.20	2.66	3HA16 (filante)	6.03

- **Poutre secondaire :**

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaire.

	Localisation	Combinaison	Moments (KN .m)	A _{soc} (cm ²)	Choix de ferrailage	A _{adop} (cm ²)
P.S	Travée	0.8G+Ey	86.02	5.79	3HA16	6.03
	Appuis	ELU	-53.33	4.11	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8.01
P.Sv	Travée	0.8G+Ex	79.11	5.29	3HA16 (filante)	6.03
	Appuis	ELU	-78.29	6.27	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8.01

Remarque :

Les sections choisies pour le ferrailage sont vérifiées conformément aux exigences de l'article 7.5.2.1 de la norme RPA 99 révisée en 2003.

b- Armatures transversales

- **Poutres principales**

Espacement maximum des armatures transversales

- **Zone nodale :**

$$St_{\max} \leq \min (h/4, 12 \varphi) = \min (40/4, 12 \times 16) \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

D'où :

- **Zone nodale :** $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t = 0.9 \text{ cm}^2.$

- **Zone courante :** $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 20 \times 30 \Rightarrow A_t = 1.8 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4HA8$ (étrier + cadre de $\varphi 8$) = $2.01 \text{ cm}^2.$

- **Poutres secondaires :**

Espacement maximum entre les armatures transversales

- **Zone nodale :**

$$St_{\max} \leq \min (h/4, 12 \varphi) = \min (35/4, 12 \times 16) \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

- **Zone nodale :** $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t = 0.9 \text{ cm}^2.$

- **Zone courante :** $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4HA8$ (étrier + cadre de $\varphi 8$) = $2.01 \text{ cm}^2.$

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour les poutres est définie dans la figure 7.2 du RPA 99 (Zone nodale), de la manière suivante : $l' = 2 \cdot h$

Avec :

- l' : Longueur de la zone nodale.
- h : Hauteur de la poutre.

D'où :

-Poutres principales : $l' = 2 \times 40 \Rightarrow l' = 80 \text{ cm}$.

-Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 \Rightarrow l' = 70 \text{ cm}$.

2-2-Vérification à L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

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

• Poutres principales :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37.50 \times 2.1}{500} = 1.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.50 \times 2.1}{500} = 0.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \{3.33; 5\text{MPa}\}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

• Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{215.79 \times 10^3}{30 \times 37.50 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

• Poutres secondaires (P.S , PSv) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{178.03 \times 10^3}{30 \times 32.50 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

c- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

-Sur l'acier : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_S = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

- Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$A_S = \frac{1.15 \times 215.79 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow A_S = 4.96 \text{ cm}^2 < 10.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) :

$$A_S = \frac{1.15 \times 178.03 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow A_S = 4.09 \text{ cm}^2 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Sur le béton : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u \max} \leq \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$$

- Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$V_{u \max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 33.75 \times 30 \times 10^{-1} = 675$$

$$V_{u \max} = 215.79 \text{ KN} < 675 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) :

$$V_{u \max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 29.25 \times 30 \times 10^{-1} = 585$$

$$V_{u \max} = 178.03 \text{ KN} < 585 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

- $V_{u \max}$: Effort tranchant maximum
- $a = 0.9d$ La hauteur d'appuis à considérer.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

d- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres
- Poutres principales (P.P., P.Pv) :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 16 + 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum u_i = 282.60 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{215.79 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 282.60} \Rightarrow \tau_{se} = 2.26 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 2.26 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Poutres secondaires (P.S., PSv) :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 244.92 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{178.03 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 244.92} \Rightarrow \tau_{se} = 2.48 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 2.48 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite égale à : $l_s = 44\varnothing$

- RPA 99/ Art. 7.5.2.1

La longueur minimale de recouvrement est de **40 \varnothing en zone II.**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

D'où :

- Pour les HA 12 : $l_s = 44 \times 1.2 = 52.80$ cm.
- Pour les HA 14 : $l_s = 44 \times 1.4 = 61.60$ cm.
- Pour les HA 16 : $l_s = 44 \times 1.6 = 70.40$ cm.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,5L_s$

- Pour les HA 12 : $L_c = 0,5 \times 52.80 = 26.40 \Rightarrow L_c = 30$ cm.
- Pour les HA 14 : $L_c = 0,5 \times 61.60 = 30.80 \Rightarrow L_c = 35$ cm.
- Pour les HA 16 : $L_c = 0,5 \times 70.40 = 35.20 \Rightarrow L_c = 40$ cm.

2-3-Vérification à L'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

- La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.
- La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 434.80$ MPa.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

• Poutres principales (P.P , P.Pv) :

Tableau VI.2.5 : Vérifications des contraintes

	Localisation	Moments (KN .m)	A_{adop} (cm ²)	ρ	β	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
P.P	Travée	45.96	10.65	0.956	0.863	133.34	434.80	21.50	6.20	15	C.V
	Appuis	-86.26	10.65	0.956	0.863	249.52	434.80	21.50	10.51	15	C.V
P.Pv	Travée	19.69	10.65	0.956	0.863	57.13	434.80	21.50	2.66	15	C.V
	Appuis	-29.91	6.03	0.542	0.890	244.04	434.80	30.45	8.01	15	C.V

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Poutres secondaires (P.S , PSv) :

Tableau VI.2.6 : Vérifications des contraintes

	Localisation	Moments (KN .m)	A _{adop} (cm ²)	ρ	β	σ _{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	σ _{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
P.S P.Sv	Travée	35.73	6.03	0.619	0.885	206.01	434.80	28.10	7.33	15	C.V
	Appuis	-56.69	8.01	0.831	0.870	250.31	434.80	23.46	10.67	15	C.V

- c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

- Poutres principales (P.P , P.Pv) : L =585-25 = 560 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 10.60 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) : L =520-25= 495 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 9.90 \text{ cm}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires est déduit a partir de du logiciel ETABS.

VI-3- Ferrailage des voiles de contreventements :

Introduction :

Une structure en voile est constituée de murs porteurs reliés par des planchers, permettant de reprendre les charges verticales et horizontales. Ces murs assurent à la fois le transfert des charges verticales (poids de la structure) et la stabilité contre les charges horizontales (séisme).

Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :

- la répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
- L'analyse des sollicitations dans chaque section de voiles.
- La détermination du ferrailage nécessaire.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations:

- L'effort normal maximal avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Dans le but de faciliter le calcul on décompose le bâtiment en 4 zones :

- Zone I : RDC + 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{eme} étage, 3^{eme} étage, 4^{eme} étage.
- Zone III : 5^{eme} étage, 6^{eme} étage, 7^{eme} étage.
- Zone III : 5^{eme} étage, 6^{eme} étage, 7^{eme} étage.
- Zone IV : 8^{eme} étage, 9^{eme} étage, 10^{eme} étage.

Les exigences du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :

1- Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

L'effort de traction sur une partie tendue du voile doit être entièrement pris en charge par les armatures, avec un minimum de **0,20 % d'armatures** verticales. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile. Les barres du dernier niveau doivent avoir des crochets en partie supérieure, tandis que les autres sont assemblées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10 de la largeur** du voile, sans dépasser **15 cm**.

2- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à **135° de longueur** équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (**10 ϕ**).

3- Règles communes (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures dans les trumeaux est de **0,15 % globalement** et **0,10 % en zone courante**.

- L'**espacement** des barres horizontales et verticales doit être **inférieur** à la plus petite valeur entre 1,5 fois l'épaisseur du voile (**1,5a**) et **30 cm**.

- Les nappes d'armatures doivent être connectées par au moins **4 épingles** par mètre carré.

- Les barres horizontales dans chaque nappe doivent être orientées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile (**$\phi < e/10$**).

- Les longueurs de recouvrement sont :

40 ϕ pour les barres dans les zones de **renversement des efforts**.

20 ϕ pour les barres dans les zones **comprimées sous toutes les combinaisons de charges**.

3-1-Méthode de calcul des armatures :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a- Détermination du diagramme des contraintes

Les contraintes maximales et minimales sont obtenues à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être extraites directement du logiciel « ETABS » (S22 en [KN/m²]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}, \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

- **M** : Moment dans le voile
- **N** : Effort normal dans le voile
- **V'** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée
- **V** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (avec $V=V'=L/2B=$
- **B = L - e** : Section du voile
- **I** : Moment d'inertie du voile

Ces formules permettent de calculer les contraintes nécessaires pour dimensionner les armatures verticales du voile.

b- Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (d) : (Art. 7.7.4 du RPA 99).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{l_c}{3} \right)$$

Avec :

- **lc** : la longueur de la zone comprimée
- **he** : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considérée.

Ou :

- Pour une S.E.C : $lc =$ longueur totale du voile.
- Pour une S.P.C : $lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|}$.
- Pour une S.E.T : $lc = 0$ m.

Avec :

La longueur de la zone tendue **lt = l - lc**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

c- Détermination des diagrammes des contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).
- Section partiellement tendue (**S.P.T**) ou pareillement comprimé (**S.P.C**).

Tableau VI.3.1 : calcul des efforts normaux

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
SET $\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SEC $\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SPT $\sigma_{max} > 0,$ $\sigma_{min} < 0$ SPC $\sigma_{max} < 0,$ $\sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
		$N1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
- **e** : Épaisseur du voile.
- σ_{max} : Contrainte maximale dans la section.
- σ_{min} : Contrainte minimale dans la section.
- σ_1, σ_2 : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

d- Calcul des sections d'armature

▪ Armatures verticales :

-Section entièrement tendue : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

-Section entièrement comprimé : $A_{vi} = \frac{N_{ui}-f_{t28}}{\sigma_s}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

▪ Armatures horizontales :

-Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91 : $A_H = 1/4 A_{adoptée}$.

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{H-min} = 0.15\% . L.e$

Donc :

$$A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$$

▪ Armatures transversales :

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

D'où :

$A_{tr\ adoptée} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$.

▪ Sections minimales des armatures verticales

• Section entièrement comprimée

-Selon l'article A.8.1, 21 du BAEL 91 : $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, ou : $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.15\% B$.

Avec :

- B : Section du tronçon considéré.

• Section entièrement ou partiellement tendue :

-Selon l'article A.4.2, 1 du BAEL 91 (Condition de non-fragilité) : $A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

-Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.2\% B$.

D'où :

$$A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$$

3-2-Vérifications des contraintes à l'ELU :

a- Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible.

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S12 » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S12 \times L \times e$).

- **Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où V_u est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- **Selon l'art 7.7.2 du RPA 91 / modifié 2003**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 \times V_u$
- b_0 : épaisseur du voile
- $d = 0.9h$: hauteur utile.

3-3-Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

3-4-Calcul de ferrailage et vérifications :

3-4-1-Les voiles longitudinale (X-X) :

a- Calcul de voile VL1 et VL11 :

On prend les valeurs les plus défavorables des deux :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles **VL1** et **VL11** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	h _{poutre} (m)		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.2	0.2	0.2	0.2
	He		3.570	3.060	3.060	3.060
	h		3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T (kN)		56.950	46.540	39.440	23.920
	N _{ser} (kN)		-467.88	-411.53	-285.53	-89.45
	Vu (kN)		79.730	65.156	55.216	33.488
	σ _{max} (kN/m ²)		3990.000	2220.000	760.000	2100.000
	σ _{min} (kN/m ²)		-2490.000	-2300.000	-1950.000	-1750.000
	σ _s (kN/m ²)		500.00	500.00	500.00	500.00
	Section		S.P.T	S.P.C	S.P.C	S.P.T
	L _c		0.62	0.49	0.28	0.55
	L _t		0.38	0.51	0.72	0.45
	N ₁		23.92	87.78	63.44	19.89
	N ₂		23.92	29.26	76.87	19.89
armatures verticales	A _{v1} /bande ₁ (cm ²)		0.48	1.76	1.27	0.40
	A _{v2} /bande ₂ (cm ²)		0.48	0.59	1.54	0.40
	A _{vj} (cm ²)		2.19	1.79	1.52	0.92
	A'v1/bande ₁ /nappe		1.03	2.20	1.65	0.63
	A'v2/bande ₂ /nappe		1.03	1.03	1.92	0.63
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.45			
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65
	A'v2 adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.00			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.443	0.362	0.307	0.186
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.316	0.259	0.219	0.133
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.023	0.021	0.014	0.004

Remarque :

Le ferrailage des deux voiles **VL1** et **VL11** satisfait aux conditions de sécurité..

b- Calcul de voile VL2

Tableau VI.3.3 : Ferrailage de voile VL2 dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
		$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.80	1.80	1.80	1.80
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.36	0.36	0.36	0.36
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	170.120	137.560	117.960	70.350
	N _{ser} (kN)	-1089.54	-947.23	-648.70	-271.68
	Vu (kN)	428.702	346.651	297.259	177.282
	σ_{max} (kN/m ²)	1870.000	150.000	110.000	380.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-3180.000	-2740.000	-1880.000	-780.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	L _c	0.67	0.09	0.10	0.59
	L _t	1.13	1.71	1.70	1.21
	N ₁	227.21	33.51	24.45	51.37
	N ₂	133.23	434.09	295.24	43.04
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4.54	0.67	0.49	1.03
	A _{v2} /bande (cm ²)	2.66	8.68	5.90	0.86
	A _{vj} (cm ²)	11.79	9.53	8.17	4.88
	A' _{v1} /bande/nappe	7.49	3.05	2.53	2.25
	A' _{v2} /bande/nappe	5.61	11.07	7.95	2.08
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3.73			
Ferrailage adopté pour les armatures	A' _{v1} adopté (cm ²)	9.05	9.05	6.28	6.28
	A' _{v2} adopté (cm ²)	12.32	12.32	9.05	9.05
	Choix de A(cm ²)	Bande 1	8HA12	8HA12	8HA10
	Choix de A(cm ²)	Bande 2	8HA14	8HA14	8HA12

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.40			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.735	0.594	0.510	0.304
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.525	0.425	0.364	0.217
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.030	0.026	0.018	0.008

Remarque :

Le ferrailage du voile **VL2** satisfait aux conditions de sécurité.

c- Calcul de voile VL3 et VL10 :

Tableau VI.3.4 : Ferrailage de voiles **VL3** et **VL10** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	h _{poutre} (m)		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.70	1.70	1.70	1.70
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.34	0.34	0.34	0.34
	He		3.570	3.060	3.060	3.060
	h		3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		185.250	112.060	67.390	29.840
	N _{ser} (kN)		-837.82	-755.57	-534.81	-236.61
	Vu (kN)		440.895	266.703	160.388	71.019
	σ _{max} (kN/m ²)		1870.000	760.000	930.000	2440.000
	σ _{min} (kN/m ²)		-3180.000	-3210.000	-2880.000	-3010.000
	σ _s (kN/m ²)		500.00	500.00	500.00	500.00
	Section		S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	L _c		0.63	0.33	0.41	0.76
	L _t		1.07	1.37	1.29	0.94
	N ₁		214.59	128.30	142.19	211.96
N ₂		125.83	312.94	227.90	70.65	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		4.29	2.57	2.84	4.24
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.52	6.26	4.56	1.41
	A _{vj} (cm ²)		12.12	7.33	4.41	1.95
	A'v1/bande/nappe		7.32	4.40	3.95	4.73
	A'v2/bande/nappe		5.55	8.09	5.66	1.90
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4.26			
Ferrailage adopté pour les armatures	A'v1 adopté (cm ²)		10.18	10.18	7.07	7.07
	A'v2 adopté (cm ²)		10.18	10.18	7.07	7.07
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	9HA12	9HA12	9HA10	7HA10

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Choix de A (cm ²)	Bande 2	9HA12	9HA12	9HA10	7HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	20	20	20
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.10			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.848	0.513	0.308	0.137
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.605	0.366	0.220	0.098
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.025	0.022	0.016	0.007

Remarque :

Le ferrailage des deux voiles **VL3** et **VL10** satisfait aux conditions de sécurité.

d- Calcul de voile VL4 :

Tableau VI.3.5 : Ferrailage de voile **VL4** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.50	2.50	2.50	2.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T (kN)	286.420	256.980	167.010	75.070
	N _{ser} (kN)	-1186.85	-1038.51	-711.39	-301.42
	V _u (kN)	1002.470	899.430	584.535	262.745
	σ_{max} (kN/m ²)	2340.000	1030.000	1090.000	1990.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-3440.000	-3020.000	-2100.000	-930.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.T
	L _c	1.01	0.64	0.85	1.70
	L _t	1.49	1.86	1.65	0.80
	N ₁	358.96	226.91	197.80	2.59
	N ₂	152.87	336.08	147.81	39.61
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	7.18	4.54	3.96	0.05
	A _{v2} /bande (cm ²)	3.06	6.72	2.96	0.79
	A _{vj} (cm ²)	27.57	24.73	16.07	7.23
	A'v1/bande/nappe	14.07	10.72	7.97	1.86
	A'v2/bande/nappe	9.95	12.91	6.97	2.60
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	9.54			
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	15.39	15.39	11.31	11.31
	A'v2 adopté (cm ²)	15.39	15.39	11.31	11.31

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7.50			
	AH adopté (cm ²)		7.85			
	choix de la section		10HA10			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		30			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.891	0.799	0.520	0.234
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.636	0.571	0.371	0.167
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-0.024	-0.021	-0.014	-0.006

Remarque :

Le ferrailage du voile **VL4** satisfait aux conditions de sécurité.

e- Calcul de voile VL5 et VL9 :

Tableau VI.3.6 : Ferrailage des voiles VL5 et VL9 dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	176.490	144.230	107.600	55.550
	N_{ser} (kN)	-1087.81	-957.33	-662.06	-284.85
	Vu (kN)	494.172	403.844	301.280	155.540
	σ_{max} (kN/m ²)	2770.000	1330.000	1080.000	2320.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-3870.000	-3440.000	-2800.000	-2040.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.T
	L_c	0.83	0.56	0.56	1.06
	L_t	1.17	1.44	1.44	0.94
	N_1	327.80	222.81	181.11	41.17
N_2	123.31	273.35	223.01	54.28	
armatures verticales	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	6.56	4.46	3.62	0.82
	$A_{v2}/bande$ (cm ²)	2.47	5.47	4.46	1.09
	A_{vj} (cm ²)	13.59	11.11	8.29	4.28
	$A'_{v1}/bande/nappe$	9.95	7.23	5.69	1.89
	$A'_{v2}/bande/nappe$	5.86	8.24	6.53	2.15
armatures minimales	$A_{min}/bande/nappe$ (cm ²)	5.96			
Ferrailage adopté	A'_{v1} adopté (cm ²)	12.32	12.32	9.05	9.05
	A'_{v2} adopté (cm ²)	12.32	12.32	9.05	9.05

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.00			
	AH adopté (cm ²)		7.85			
	choix de la section		10HA10			
Armatures transversales	Espacement st(cm)		30			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.686	0.561	0.418	0.216
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.490	0.401	0.299	0.154
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.027	0.024	0.017	0.007

Remarque :

Le ferrailage des deux voiles **VL5** et **VL9** satisfait aux conditions de sécurité.

f- Calcul de voile VL6 :

Tableau VI.3.720 : Ferrailage de voile **VL6** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	0.3
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	116.370	121.240	109.230	64.540
	N _{ser} (kN)	-873.10	-797.81	-574.65	-253.27
	Vu (kN)	244.377	254.604	229.383	135.534
	σ_{max} (kN/m ²)	940.000	-500.000	-500.000	440.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-407.000	-3800.000	-2980.000	-1740.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.T	S.E.C	S.E.C	S.P.C
	L _c	1.05	-0.23	-0.30	0.30
	L _t	0.45	1.73	1.80	1.20
	N ₁	1.43	-120.20	-126.88	64.32
	N ₂	10.65	776.57	664.00	144.00
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	0.03	-2.40	-2.54	1.29
	A _{v2} /bande (cm ²)	0.21	15.53	13.28	2.88
	A _{vj} (cm ²)	6.72	7.00	6.31	3.73
	A'v1/bande/nappe	1.71	0.65	0.96	2.22
	A'v2/bande/nappe	1.89	17.28	14.86	3.81
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5.86			

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		7.72	7.72	7.72	7.72
	A'v2 adopté (cm ²)		21.99	21.99	21.99	21.99
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	7HA20	7HA20	7HA20	7HA20
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4.71			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.603	0.629	0.566	0.335
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.431	0.449	0.405	0.239
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.029	0.027	0.019	0.008

Remarque :

Le ferrailage du voile **VL6** satisfait aux conditions de sécurité.

99- Calcul de voile VL7 :

Tableau VI.3.8 : Ferrailage de voile **VL7** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{\text{poutre}}(\text{m})$	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.30	2.30	2.30	2.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.46	0.46	0.46	0.46
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T (kN)	424.460	264.360	211.480	117.810
	N_{ser} (kN)	-1909.28	-1605.58	-1072.40	-457.51
	V_u (kN)	1366.761	851.239	680.966	379.348
	σ_{max} (kN/m ²)	3500.000	1330.000	1080.000	2320.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-3870.000	-3440.000	-2800.000	-2040.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.T
	L_c	1.09	0.64	0.64	1.22
	L_t	1.21	1.66	1.66	1.08
	N_1	128.02	256.23	208.28	47.35
	N_2	105.68	314.36	256.46	62.42
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm ²)	2.56	5.12	4.17	0.95
	A_{v2}/bande (cm ²)	2.11	6.29	5.13	1.25
	A_{vj} (cm ²)	37.59	23.41	18.73	10.43
	$A'_{v1}/\text{bande}/\text{nappe}$	11.96	10.98	8.85	3.56
	$A'_{v2}/\text{bande}/\text{nappe}$	11.51	12.14	9.81	3.86
armatures minimales	$A_{\text{min}}/\text{bande}/\text{nappe}$ (cm ²)	6.85			

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		13.85	13.85	10.18	10.18
	A'v2 adopté (cm ²)		13.85	13.85	10.18	10.18
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	9HA14	9HA14	9HA12	9HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	9HA14	9HA14	9HA12	9HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.90			
	AH adopté (cm ²)		7.85			
	choix de la section		10HA10			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		30			
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.435	0.894	0.715	0.398
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	1.025	0.639	0.511	0.285
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.041	0.035	0.023	0.010

Remarque :

Le ferrailage du voile **VL7** satisfait aux conditions de sécurité..

h- Calcul de voile VL8 :

Tableau VI.3.9 : Ferrailage de voile **VL8** dans le sens longitudinale

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.50	3.50	3.50	3.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.22	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T (kN)	552.890	506.940	257.970	62.720
	N_{ser} (kN)	-2358.27	-2021.92	-1354.73	-577.08
	V_u (kN)	2709.161	2484.006	1264.053	307.328
	σ_{max} (kN/m ²)	3030.000	1150.000	570.000	1690.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-4930.000	-4350.000	-2910.000	-1520.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.T
	L_c	1.33	0.73	0.57	1.84
	L_t	2.17	2.77	2.93	1.66
	N_1	696.34	387.05	207.91	55.93
N_2	372.34	817.11	643.77	70.02	
armatures verticales	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	13.93	7.74	4.16	1.12
	$A_{v2}/bande$ (cm ²)	7.45	16.34	12.88	1.40
	A_{vj} (cm ²)	74.50	68.31	34.76	8.45
	$A'_{v1}/bande/nappe$	32.55	24.82	12.85	3.23
	$A'_{v2}/bande/nappe$	26.07	33.42	21.55	3.51
armatures minimales	$A_{min}/bande/nappe$ (cm ²)	10.32			

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		43.98	34.56	43.98	16.93
	A'v2 adopté (cm ²)		43.98	34.56	43.98	16.93
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	14HA20	14HA20	14HA14	14HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	14HA20	14HA20	14HA14	14HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10.50			
	AH adopté (cm ²)		13.57			
	choix de la section		12HA12			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.229	1.127	0.573	0.139
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.878	0.805	0.409	0.100
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.034	0.029	0.019	0.008

Remarque :

Le ferrailage du voile **VL8** satisfait aux conditions de sécurité..

3-4-2-Les voiles transversales (Y-Y) :

a- Calcul de voile VT1 :

Tableau VI.3.10 : Ferrailage du voile **VT1** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.90	3.90	3.90	3.90
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.78	0.78	0.78	0.78
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	498.290	390.000	277.210	108.570
	N_{ser} (kN)	-1357.54	1164.13	-785.86	-320.14
	Vu (kN)	2720.663	2129.400	1513.567	592.792
	σ_{max} (kN/m ²)	3050.000	1960.000	1050.000	1760.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-2340.000	-2300.000	-2010.000	-1900.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.T	S.E.C	S.E.C	S.P.C
	L_c	2.21	1.79	1.34	1.88
	L_t	1.69	2.11	2.56	2.02
	N_1	69.00	363.22	296.20	288.50
N_2	129.10	121.07	218.72	96.17	
armatures verticales	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	1.38	7.26	5.92	5.77
	$A_{v2}/bande$ (cm ²)	2.58	2.42	4.37	1.92
	A_{vj} (cm ²)	74.82	58.56	41.62	16.30
	$A'_{v1}/bande/nappe$	20.08	21.90	16.33	9.85
	$A'_{v2}/bande/nappe$	21.29	17.06	14.78	6.00

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande}/\text{nappe (cm}^2\text{)}$		12.36			
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		24.63	24.63	18.10	18.10
	A'_{v2} adopté (cm ²)		24.63	24.63	18.10	18.10
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	16HA14	16HA14	16HA12	16HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	16HA14	16HA14	16HA12	16HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
	Bande 2	25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11.70			
	AH adopté (cm ²)		13.57			
	choix de la section		12HA12			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.994	0.778	0.553	0.217
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.710	0.556	0.395	0.155
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.017	0.015	0.010	0.004

Remarque :

Le ferrailage du voile **VT1** satisfait aux conditions de sécurité.

b- Calcul de voile VT2 :

Tableau VI.3.11 : Ferrailage du voile **VT2** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{poutre}(m)$	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	0.80	0.80	0.80	0.80
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.16	0.16	0.16	0.16
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	32.110	25.350	22.330	15.860
	N_{ser} (kN)	-429.09	-397.46	-280.34	-124.37
	V_u (kN)	35.963	28.392	25.010	17.763
	σ_{max} (kN/m ²)	-770.000	-490.000	470.000	1850.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-3670.000	-3600.000	-2880.000	-1940.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C
	L_c	-0.21	-0.13	0.11	0.39
	L_t	1.01	0.93	0.69	0.41
	N_1	-111.21	-63.25	40.76	59.58
	N_2	482.77	396.62	157.32	19.86
armatures verticales	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	-2.22	-1.26	0.82	1.19
	$A_{v2}/bande$ (cm ²)	9.66	7.93	3.15	0.40
	A_{vj} (cm ²)	0.99	0.78	0.69	0.49
	$A'_{v1}/bande/nappe$	-1.98	-1.07	0.99	1.31

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	A'v2/bande/nappe		9.90	8.13	3.32	0.52	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.19				
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4.52	4.52	4.52	4.52	
	A'v2 adopté (cm ²)		12.57	12.57	4.52	4.52	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA20	4HA20	4HA12	4HA12	
	ST			30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1		25	25	25	25
	Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)			3.14			
	AH adopté (cm ²)			5.03			
	choix de la section			10HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)			30			
	At adoptées			4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.312	0.246	0.217	0.154	
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.223	0.176	0.155	0.110	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.027	0.025	0.018	0.008	

Remarque :

Le ferrailage du voile **VT2** satisfait aux conditions de sécurité..

c- Calcul de voile VT3 et VT7 :

Tableau VI.3.12 : Ferrailage des voiles **VT3** et **VT7** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
	He	3.570	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T (kN)	616.150	533.910	359.150	176.970	
	N _{ser} (kN)	-1674.12	-1416.97	-953.95	-403.86	
	Vu (kN)	3666.093	3176.765	2136.943	1052.972	
	σ_{\max} (kN/m ²)	3550.000	1990.000	1040.000	1930.000	
	σ_{\min} (kN/m ²)	-2840.000	-2580.000	-2150.000	-1890.000	
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00	
	Section	S.P.T	S.P.C	S.P.C	S.P.T	
	L _c	2.36	1.85	1.39	2.15	
	L _t	1.89	2.40	2.86	2.10	
	N ₁	100.58	464.27	333.16	97.25	
	N ₂	167.64	154.76	282.70	101.46	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	2.01	9.29	6.66	1.95	
	A _{v2} /bande (cm ²)	3.35	3.10	5.65	2.03	
	A _{vj} (cm ²)	100.82	87.36	58.77	28.96	
	A'v1/bande/nappe	27.22	31.13	21.35	9.18	

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	A'v2/bande/nappe		28.56	24.94	20.35	9.27	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		13.22	10.36	7.76	11.17	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		36.19	36.19	27.71	27.71	
	A'v2 adopté (cm ²)		36.19	36.19	27.71	27.71	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	18HA16	18HA16	18HA14	18HA14	
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	18HA16	18HA16	18HA14	18HA14	
	ST			30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1		25	25	25	25
	Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12.75				
	AH adopté (cm ²)		13.57				
	choix de la section		12HA12				
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25				
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.128	0.977	0.657	0.324	
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.805	0.698	0.469	0.231	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.020	0.017	0.011	0.005	

Remarque :

Le ferrailage des deux voiles **VT3** et **VT7** satisfait aux conditions de sécurité.

d- Calcul de voile VT4:

Tableau VI.3.13 : Ferrailage du voile **VT4** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	$h_{poutre}(m)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
	He	3.570	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T (kN)	636.050	534.090	401.440	215.240	
	N_{ser} (kN)	-1788.21	-1541.14	-1057.24	-476.05	
	V_u (kN)	3650.927	3065.677	2304.266	1235.478	
	σ_{max} (kN/m ²)	3000.000	1800.000	770.000	1580.000	
	σ_{min} (kN/m ²)	-3070.000	-2740.000	-1960.000	-1130.000	
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00	
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.T	
	L_c	2.03	1.63	1.16	2.39	
	L_t	2.07	2.47	2.94	1.71	
	N_1	129.04	463.82	262.63	29.06	
	N_2	189.27	214.18	314.31	67.53	
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm ²)	2.58	9.28	5.25	0.58	
	A_{v2}/bande (cm ²)	3.79	4.28	6.29	1.35	

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	A_{vj} (cm ²)		100.40	84.31	63.37	33.98
	A'_{v1} /bande/nappe		27.68	30.35	21.09	9.08
	A'_{v2} /bande/nappe		28.89	25.36	22.13	9.84
armatures minimales	A_{min} /bande/nappe (cm ²)		11.35			
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		34.18	34.18	26.17	26.17
	A'_{v2} adopté (cm ²)		34.18	34.18	26.17	26.17
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	17HA16	17HA16	17HA14	17HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	17HA16	17HA16	17HA14	17HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12.30			
	AH adopté (cm ²)		13.57			
	choix de la section		12HA12			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.207	1.013	0.762	0.408
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.862	0.724	0.544	0.292
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.022	0.019	0.013	0.006

Remarque :

Le ferrailage du voile **VT4** satisfait aux conditions de sécurité.

e- Calcul de voile VT5:

Tableau VI.3.14 : Ferrailage du voile **VT5** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	$h_{\text{poutre}}(\text{m})$	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4
	He	3.570	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T (kN)	266.670	243.810	216.540	129.140
	N_{ser} (kN)	-730.66	-609.60	-403.24	-173.36
	V_u (kN)	746.676	682.668	606.312	361.592
	σ_{max} (kN/m ²)	1630.000	410.000	50.000	500.000
	σ_{min} (kN/m ²)	-2640.000	-2170.000	-1420.000	-600.000
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00
	Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	L_c	0.76	0.32	0.07	0.91
	L_t	1.24	1.68	1.93	1.09
	N_1	213.43	86.17	12.73	49.09
	N_2	113.01	278.86	261.61	16.36
ar ma tur	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	4.27	1.72	0.25	0.98

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

armatures minimales	A _{v2} /bande (cm ²)		2.26	5.58	5.23	0.33
	A _{vj} (cm ²)		20.53	18.77	16.67	9.94
	A'v1/bande/nappe		9.40	6.42	4.42	3.47
	A'v2/bande/nappe		7.39	10.27	9.40	2.81
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.09			
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12.32	12.32	12.32	9.05
	A'v2 adopté (cm ²)		12.32	12.32	12.32	9.05
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA14	8HA14	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA14	8HA14	8HA14	8HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25	25
Bande 2		25	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.00			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espacement St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.037	0.948	0.842	0.502
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.741	0.677	0.602	0.359
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.018	0.015	0.010	0.004

Remarque :

Le ferrailage du voile **VT5** satisfait aux conditions de sécurité.

f- Calcul de voile VT6:

Tableau VI.3.15 : Ferrailage du voile **VT6** dans le sens transversale.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	$h_{poutre}(m)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	He	3.570	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	3.17	2.66	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	79.790	54.390	52.410	37.230	
	N_{ser} (kN)	-395.36	-342.87	-234.27	-101.03	
	V_u (kN)	111.706	76.146	73.374	52.122	
	σ_{max} (kN/m ²)	1180.000	390.000	-110.000	290.000	
	σ_{min} (kN/m ²)	-2710.000	-2380.000	-620.000	-730.000	
	σ_s (kN/m ²)	500.00	500.00	500.00	500.00	
	Section	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	
	L_c	0.30	0.14	0.22	0.28	
	L_t	0.70	0.86	1.22	0.72	
	N_1	93.70	42.24	18.88	24.01	
	N_2	95.10	162.25	94.26	28.24	

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$		1.87	0.84	0.38	0.48
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		1.90	3.25	1.89	0.56
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		3.07	2.09	2.02	1.43
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		2.64	1.37	0.13	0.84
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		2.67	3.77	2.39	0.92
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		1.70			
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65
	A'_{v2} adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espace- ment (cm)	Bande 1	25	25	25	25
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.00			
	AH adopté (cm ²)		6.03			
	choix de la section		12HA8			
Armatures transversales	Espace- ment St (cm)		25			
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.621	0.423	0.408	0.290
	$\bar{\tau}_u = 25\text{MPa}$	τ_u	0.443	0.302	0.291	0.207
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.020	0.017	0.012	0.005

Remarque :

Le ferrailage du voile **VT6** satisfait aux conditions de sécurité.

3-5-Conclusion :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les éléments principaux doivent être dimensionnés et armés selon les exigences du RPA99/2003, qui prend en compte les charges d'exploitation et sismiques. Ce règlement impose un ferrailage minimum supérieur à celui calculé, mettant l'accent sur la sécurité plutôt que sur l'économie

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII-Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des composants essentiels de la structure dont le but est de transférer les charges de la superstructure au sol. En général, un élément spécifique de la structure peut transmettre à sa fondation une charge normale, une force horizontale due à un séisme, qui peut varier en intensité et en direction, ainsi qu'un moment qui peut agir dans différents plans

VII-1-Différents types de fondations

a- Fondations superficielles

Ces fondations sont utilisées sur des sols ayant une capacité portante élevée. Elles assurent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre fréquemment sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Les radiers.

b- Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport $4\text{m} < \frac{D}{B} < 10\text{m}$, comme :

- Les puits

c- Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport $\frac{D}{B} \leq 10\text{m}$, comme:

- Les pieux

Avec :

- **D** : la hauteur d'ancrage.
- **B** : la largeur de la base de la fondation.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-2- Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclure ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars à 2m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3- Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

VII.4. Dimensionnement

4-1- Semelles isolées

a- Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

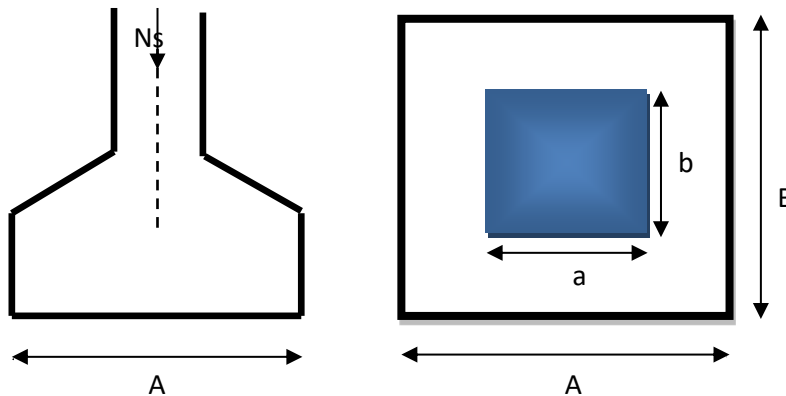
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Avec :

- N_s^{\max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- S : Surface de la semelle ($S=A \times B$)
- $\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{50} = 1 \quad \text{Avec: } a = b \quad (\text{poteau carré})$$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$



Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$$N_s^{\max} = 1583.37 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1583.37}{200}} = 2.81 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A = B = 3 \text{ m}$$

- Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 3 m.

-On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 49 \times (3)^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S = 441 \text{ m}^2}$$

Avec :

- n : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 22.95 \times 19.30 + 10.75 \times 8.75 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{bat} = 537 \text{ m}^2}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Donc :

$$S = 441 > 50\% S_{\text{bat}} = 268.50 \text{ m}^2$$

Remarque :

Il apparaît que la surface des semelles situées sous les poteaux dépasse les 50 % de la surface totale du bâtiment, ce qui signifie que ce type de semelles n'est pas approprié pour notre projet

Alors il faut opter pour les semelles filantes.

4-2- Semelles filantes

a- Le pré dimensionnement :

- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanent à la base du voile considéré
- Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Sens longitudinale :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	467.88	1.00	2.34	2.34
VL2	1089.54	1.80	3.03	5.45
VL3	837.82	1.70	2.46	4.18
VL4	1622.03	2.50	3.24	8.1
VL5	1487.39	2.00	3.72	7.44
VL6	1196.53	1.50	3.99	5.99
VL7	1293.32	2.30	2.84	6.47
VL8	3268.83	3.50	4.67	16.35
VL9	1058.12	2.00	2.65	5.3
VL10	938.34	1.70	2.76	4.69
VL11	417.26	1.00	2.09	2.09
				∑S = 68.40 m²

- Sens transversale

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	1878.84	3.90	2.41	9.39
VT2	599.83	0.80	3.75	3
VT3	2320.73	4.25	2.73	11.60
VT4	2482.86	4.10	3.03	12.42
VT5	1014.30	2.00	2.64	5.07
VT6	549.17	1.00	2.75	2.75
VT7	1871.27	4.25	2.20	9.35
				∑S = 53.59 m²

-La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 68.40 + 53.59 \quad \Rightarrow \quad S_v = 121.99 \text{ m}^2$$

- Semelles filantes sous poteaux

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	ei (m)	N × ei
C2	681.33	-7.36	-14.75	-10049.60
C6	903.84	1.21	-11.5	-10394.16
C9	1092.89	-0.59	-7.3	-7978.09
C17	790.10	-0.98	-4	-3160.4
C25	992.87	-6.01	0.1	99.22
C34	1583.37	2.92	5.95	9421.05
C43	880.32	2.35	10.5	9243.36
C51	649.56	6.59	14.75	9581.01
	Σ=7574.28	Σ= -1.87		Σ= -3237.57

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-3237.57 - 1.87}{7574.28} \right| \Rightarrow e = 0.43 \text{ m}$$

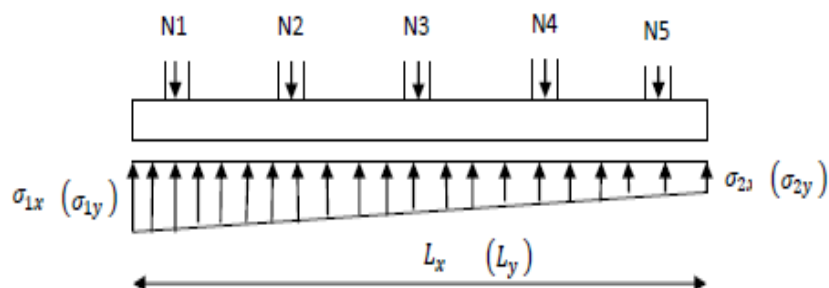
Avec:

$$R = \sum N_s$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

$$e = 0.43 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{30.05}{6} = 5.00 \text{ m}$$

-Répartition trapézoïdale :



Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7574.28}{30.05} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.43}{30.05}\right) \Rightarrow q_{\min} = 230.41 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7574.28}{30.05} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.43}{30.05}\right) \Rightarrow q_{\max} = 273.70 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7574.28}{30.05} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.43}{30.05}\right) \Rightarrow q_{(L/4)} = 262.88 \text{ KN/ml.}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{262.88}{200} = 1.31 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.50 m**.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n = 1.50 \times (30.05 \times 3 + 19.30 \times 5) \Rightarrow S_p = 232.73 \text{ m}^2$$

Avec :

- **n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 121.99 + 231.73 \Rightarrow S_t = 353.72 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 537 \text{ m}^2$$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 353.72 > 50\% S_{\text{bat}} = 268.5 \text{ m}^2$$

Conclusion

La largeur importante des semelles entraîne un chevauchement, ce qui fait que leur superficie dépasse 50 % de celle du bâtiment. Pour cette raison, nous opterons pour un radier général.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

4-3- Etude du radier général

Un radier se caractérise comme une fondation agissant en tant que plancher inversé, soutenue par les poteaux de la structure, et soumis à la réaction du sol, réduite par le poids propre du radier.

Les capacités du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

4-3-1- Pré dimensionnement du radier

a- Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen
- I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- E : Module de déformation longitudinale déferée
- L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.60\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.20 \quad \Rightarrow \quad h \geq 1.20 \text{ m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad \frac{560}{8} \leq h \leq \frac{560}{5} \quad \Rightarrow \quad 70 \leq h \leq 112 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h_n = 120 \text{ cm}$**

a- La largeur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante avec **$h_n = 120 \text{ cm}$** :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 120 \leq b_n \leq 0.7 \times 120 \quad \Rightarrow \quad 48 \leq b_n \leq 84$$

On prend : **$b_n = 70 \text{ cm}$**

b- Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad , \text{ avec } h_d \geq 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{560}{20} = 28.00 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 35 \text{ cm}$$

c- Epaisseur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{560}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{560}{40} \quad \Rightarrow \quad 11.20 \leq e_{\text{dalle}} \leq 14.00$$

On prend : **$e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$**

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- **$h_n = 120 \text{ cm}$** \Rightarrow Hauteur de la nervure.
- **$b_n = 70 \text{ cm}$** \Rightarrow Largeur de la nervure.
- **$h_d = 35 \text{ cm}$** \Rightarrow Hauteur de la dalle du radier.
- **$e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$** \Rightarrow Epaisseur de la dalle flottante.
- **$c = 5 \text{ cm}$** \Rightarrow Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

4-3-2- Calcul de la surface nécessaire au radier

-Charge permanente de la structure : $G = 47755.79 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation de la structure : $Q = 6668.42 \text{ KN}$

a- Combinaison d'actions

• Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 47755.79) + (1.5 \times 6668.42) \Rightarrow N_u = 74472.95 \text{ KN}$$

• Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (47755.79) + (6668.42) \Rightarrow N_s = 54424.21 \text{ KN}$$

b- Détermination de la surface du radier

• Selon l'état limite ultime :

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{74472.95}{1.33 \times 200} = 279.97 \text{ m}^2$$

• Selon l'état limite de service :

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{58626.5}{200} = 293.13 \text{ m}^2$$

$$\underline{\text{D'où}} : S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS}) = \max (279.97 ; 293.13) \Rightarrow S_{rad} = 293.13 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 537 \text{ m}^2 > S_{rad} = 293.13 \text{ m}^2$$

Remarque

Il apparaît que la surface totale du bâtiment excède la surface nécessaire pour le radier. Dans cette situation, nous optons pour un débord minimal, tel que stipulé par les règles du BAEL, et celui-ci sera calculé de la manière suivante :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{deb} \geq \max \left(\frac{120}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$S_{déb} = P \cdot L_{déb} = 91.80 \times 0.60 \Rightarrow S_{déb} = 55.08 \text{ m}^2$$

Avec :

- **P** : périmètre du bâtiment.

-Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 537 + 55.08 \Rightarrow S_{rad} = 592.08 \text{ cm}^2$$

4-3-3- Calcul des sollicitations à la base du radier

a- Charge permanente

-Poids du bâtiment : $G_{bat} = 47755.79 \text{ KN}$

-Poids de radier :

$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)}$
+ poids de la dalle flottante

▪ Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \Rightarrow P_{dalle} = 592.08 \times 0.35 \times 25 \Rightarrow P_{dalle} = 5180.70 \text{ KN}$$

▪ Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{nerv} = 0.70 \times (1.20 - 0.35) \times 25 \times ((30.05 \times 3 + 19.3 \times 5) + (22.95 \times 6 + 19.3 \times 5))$$

$$P_{nerv} = 0.70 \times 0.85 \times 25 \times 420.95 \Rightarrow P_{nerv} = 6261.63 \text{ KN}$$

▪ Poids de TVO (remblai):

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec: $S_{ner} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.7 \times 420.95 \Rightarrow S_{ner} = 294.67 \text{ KN}$

Donc: $P_{TVO} = (592.08 - 294.67) \times (1.20 - 0.35) \times 17 \Rightarrow P_{TVO} = 4297.57 \text{ KN}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

▪ Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 592.08 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 2220.30 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{\text{rad}} = 5180.70 + 6261.63 + 4297.57 + 2220.30 \Rightarrow G_{\text{rad}} = 17960.20 \text{ KN}$$

b- Surcharge d'exploitation

-Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 6668.42 \text{ KN}$

-Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 5 \times 592.08 \Rightarrow Q_{\text{rad}} = 2685 \text{ KN}$$

c- Poids total de la structure

$$G_{\text{T}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 47755.79 + 17960.20 \Rightarrow G_{\text{T}} = 65715.99 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{T}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 6668.42 + 2685 \Rightarrow Q_{\text{T}} = 9353.42 \text{ KN}$$

d- Combinaison d'action

• Selon l'état limite ultime :

$$N_{\text{u}} = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 65715.99) + (1.5 \times 9353.42)$$

$$N_{\text{u}} = 102746.72 \text{ KN}$$

• Selon l'état limite de service:

$$N_{\text{s}} = G + Q = (65715.99) + (9353.42) \Rightarrow N_{\text{s}} = 75069.41 \text{ KN}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

4-3-4- Vérifications :

a- Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b = 120 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 31.50 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{102746.72 \times 1.20}{592.08} \times \frac{5.60}{2} = 642.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{642.88 \times 10^3}{1200 \times 315} \Rightarrow \tau_u = 1.70$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- $h = 1.20 \text{ m}$: L'épaisseur totale des nervures.
- U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

▪ Sous poteau :

$$U_c = 2[U+V] = 2[u+v+2h] = 2 \times [0.50+0.50+2 \times 1.20] \Rightarrow U_c = 6.80 \text{ m}$$

▪ Sous voile :

$$U_c = 2[U+V] = 2[u+v+2h] = 2 \times [0.2+4.25+2 \times 1.2] \Rightarrow U_c = 14.10 \text{ m}$$

Donc :

▪ Sous poteau

$$N_u = 4668.13 \text{ kN} < 0.045 \times 6.80 \times 1.20 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 6120 \text{ kN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

▪ Sous voile

$$Nu = 1675.12 \text{ kN} < 0.045 \times 14.10 \times 1.20 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow Nu = 12690 \text{ kN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c- Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

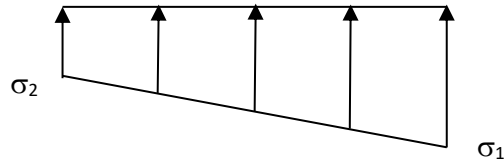
$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

- $\mathbf{M}_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;
- $\mathbf{T}_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;
- \mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

-Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Figures VI.3: Diagramme des contraintes

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

• Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Avec :

- S_i : Aire du panneau considéré.
- X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{22.95}{2} \Rightarrow X_G = 11.50 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{30.05}{2} \Rightarrow Y_G = 15.03 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{22.95 \times 30.05^3}{12} \Rightarrow I_{XX} = 51896.12 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{30.05 \times 22.95^3}{12} \Rightarrow I_{YY} = 27630.25 \text{ m}^4$$

- ❖ **Sens longitudinal**

$$M_x = 58199.79 + 2735.03 \times 1.2 \Rightarrow M_x = 60934.82 \text{ KN.m}$$

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{102746.72}{592.08} + \frac{60934.82}{27630.25} \times 11.50 \Rightarrow \sigma_1 = 216.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{102746.72}{592.08} - \frac{60934.82}{27630.25} \times 11.50 \Rightarrow \sigma_2 = 165.97 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 216.70 + 165.97}{4} \Rightarrow \sigma_m = 204.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 204.02 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Selon l'état limite de service:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75069.41}{592.08} + \frac{60934.82}{27630.25} \times 11.50 \Rightarrow \sigma_1 = 165.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75069.41}{592.08} - \frac{60934.82}{27630.25} \times 11.50 \Rightarrow \sigma_2 = 114.43 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165.16 + 114.43}{4} \Rightarrow \sigma_m = 152.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152.48 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens transversal

$$M_y = 66252.94 + 3091.35 \times 1.2 \Rightarrow M_y = 69962.56 \text{ KN.}$$

- Selon l'état limite ultime:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{102746.72}{592.08} + \frac{69962.56}{51896.12} \times 15.03 \Rightarrow \sigma_1 = 211.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{102746.72}{592.08} - \frac{69962.56}{51896.12} \times 15.03 \Rightarrow \sigma_2 = 171.07 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 211.60 + 171.07}{4} \Rightarrow \sigma_m = 2001.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201.47 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon l'état limite de service:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75069.41}{592.08} + \frac{69962.56}{51896.12} \times 15.03 \Rightarrow \sigma_1 = 160.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71314.24}{592.08} - \frac{69962.56}{51896.12} \times 15.03 \Rightarrow \sigma_2 = 119.53 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160.06 + 119.53}{4} \Rightarrow \sigma_m = 149.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.93 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d- Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F_s = 1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ_w = 10 kN/m³** : Poids volumique de l'eau.
- **h = 1.20 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S = 592.08 m²** : Surface du radier.

Donc :

$$102746.72 \text{ KN} \geq 9666 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

4-3-5- Ferrailage du radier

4-3-5-1- Ferrailage du radier

Dans le cadre du ferrailage du radier, les méthodes présentées dans le (BAEL 91, modifié 99) sont mises en œuvre ; le radier est traité comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. L'étude s'appuie sur la méthode des panneaux encastres sur quatre appuis.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

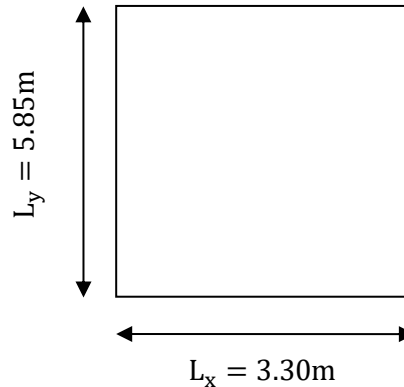
Remarque

Les panneaux étant exposés à des charges voisines, il est nécessaire d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter son application. Ainsi, les calculs seront réalisés pour le panneau le plus sollicité, et le même ferrailage sera ensuite utilisé pour l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$L_x = 3.30 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 5.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{5.85} = 0.56$$



$0.4 \leq \rho = 0.56 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Lors du calcul du ferrailage, on doit retirer de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(217.60; 211.60) \Rightarrow \sigma_m = 217.60 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(217.60 - \frac{17960.20}{592.08} \right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = 184.15 \text{ KN/ml}$$

- **Selon l'état limite de service:**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(165.16 ; 160.06) \Rightarrow \sigma_m = 165.16 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(165.16 - \frac{17960.20}{592.08} \right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = 131.71 \text{ KN/ml}$$

a- Calcul à l'état limite ultime :

- **Calcul des sollicitations**

On a: $\rho = 0.56$ et $\nu = 0$

$$\Rightarrow \text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0855 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Moments fléchissant

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0855 \times 184.16 \times 3.30^2 \Rightarrow M_{0x} = 171.47 \text{ KN.m}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.250 \times 171.47 \Rightarrow M_{0y} = 42.87 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Dans le but de prendre en compte le semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront corrigé on considérant un panneau intermédiaire avec un coefficient de (-0,5) pour les appuis et de 0,75 pour les travées

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 171.47 \Rightarrow M_{tx} = 128.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 42.87 \Rightarrow M_{ty} = 32.15 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 171.47 \Rightarrow M_{ax} = -85.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 42.87 \Rightarrow M_{ay} = -21.43 \text{ KN.m}$$

- ❖ Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- **b = 100 cm**
- **h = 35 cm**
- **d = 31.5 cm**

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.

Sens	Zone	M _u (KN. m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
X-X	Appuis	85.74	0.060	0.969	SSA	6.46	6HA12=6.78	20
	Travée	128.6	0.092	0.952	SSA	9.86	6HA16=12.06	20
Y-Y	Appuis	21.42	0.012	0.994	SSA	1.57	5HA12=5.65	25
	Travée	32.15	0.024	0.988	SSA	2.38	5HA12=5.65	25

4-3-5-2- Vérification à L'ELU

a- Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :

- ω₀ : le taux d'armatures ⇒ ω₀ = 0.0006 → fe 500

$$A_{\min} \geq 0.0006 \times \frac{3 - 0.56}{2} \times 100 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	6.78	2.56	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	5.65		Condition vérifiée

b- Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas aller au-delà des valeurs suivantes, h désignant l'épaisseur totale de la dalle.

-Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

-Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} \quad \Rightarrow \quad \phi_{\max} \leq 35\text{ mm}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 16\text{ mm} < 30\text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

4-3-5-3- Calcul et vérification à l'ELS

$$\text{On a: } \rho = 0.56 \quad \text{et} \quad v = 0.2$$

$$\Rightarrow \text{ A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0909 \\ \mu_y = 0.431 \end{cases}$$

a- Moments fléchissant :

-Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0909 \times 131.71 \times 3.30^2 \Rightarrow M_{0x} = 130.38\text{ KN.m}$$

-Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.431 \times 130.38 \Rightarrow M_{0y} = 56.19\text{ KN.m}$$

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 130.38 \Rightarrow M_{tx} = 97.78\text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 56.19 \Rightarrow M_{ty} = 42.14\text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 130.38 \Rightarrow M_{ax} = -65.19\text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 56.19 \Rightarrow M_{ay} = -28.10\text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

b- Vérification des contraintes

- Dans le béton

On doit vérifier que :

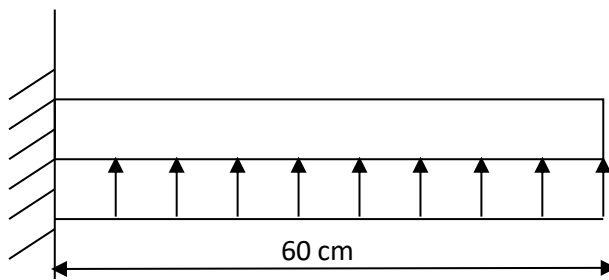
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	K ₁	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	6.78	65.19	0.218	0.925	329.99	434.78	51.65	6.39	15	Cv
	Travée	12.06	97.98	0.388	0.904	285.30	434.78	37.08	7.69	15	Cv
Y-Y	Appuis	5.65	28.10	0.180	0.931	169.59	434.78	57.46	2.95	15	Cv
	Travée	5.65	42.14	0.180	0.931	254.32	434.78	57.46	4.43	15	Cv

4-3-6- Ferraillage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge répartie de façon uniforme. Le calcul sera réalisé pour une bande d'une longueur de 1 mètre



Figures VI.4: Schéma statique du débord.

a- Sollicitation de calcul

- Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 184.15 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-184.15 \times 0.60^2}{2} \Rightarrow M_u = -33.15 \text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Calcul des armatures

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

Avec:

- $M_u = 33.15 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{33.15 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

-À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$

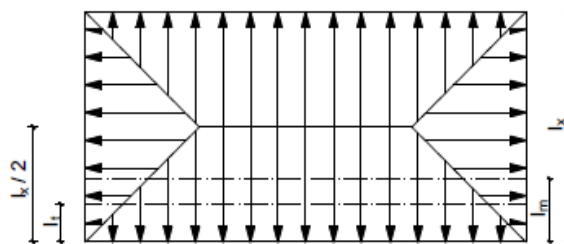
$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{33.15 \times 10^3}{0.989 \times 32 \times 434.78} \Rightarrow A_t = 2.41$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont supérieures à celles nécessaires pour le débord. Afin d'assurer une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées et feront également office de ferrailage pour le débord

4-3-7- Ferrailage de la nervure :

Dans le but d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera doté de nervures dans les deux directions. Ces nervures seront considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles. Les réactions du sol seront transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.



Figures VI.5 : Présentation des chargements simplifiés

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

a- Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

-Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

b- Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

-Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Avec :

- Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

- Efforts tranchants :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

c- Sens longitudinale :

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
12	(A-B)	3.3	5.85	0.56	Triangulaire	1.098	0.825	187.87	131.71	124.63	249.27	83.76	167.53	93.57	187.14	62.88	125.77
	(B-C)	3.3	4.55	0.72	Triangulaire	1.098	0.825	187.87	131.71	124.63		83.76		93.57		62.88	
23	(A-B)	3.2	5.85	0.54	Triangulaire	1.065	0.8	187.87	131.71	120.86	241.72	81.23	162.46	90.73	181.47	60.98	121.96
	(B-C)	3.2	4.55	0.7	Triangulaire	1.065	0.8	187.87	131.71	120.86		81.23		90.73		60.98	
34	(A-B)	4.75	5.85	0.81	Triangulaire	1.581	1.187	187.87	131.71	179.4	359.5	120.57	241.62	134.68	276.08	90.52	185.55
	(B-C)	4.55	4.75	0.95	trapézoïdal	1.587	1.246	187.87	131.71	180.1		121.04		141.4		95.035	
45	(A-B)	2.2	5.85	0.37	Triangulaire	0.732	0.55	187.87	131.71	83.09	166.18	55.84	111.69	62.38	124.76	41.92	83.85
	(B-C)	2.2	4.55	0.48	Triangulaire	0.732	0.55	187.87	131.71	83.09		55.84		62.38		41.92	
56	(A-B)	2.95	5.85	0.5	Triangulaire	0.982	0.737	187.87	131.71	111.41	222.83	74.88	149.76	83.64	167.29	56.21	112.43
	(B-C)	2.95	4.55	0.64	Triangulaire	0.982	0.737	187.87	131.71	111.41		74.88		83.64		56.21	
67	(A-B)	3.5	5.85	0.59	Triangulaire	1.165	0.875	187.87	131.71	132.19	264.38	88.84	177.69	99.24	198.48	66.7	133.4
	(B-C)	3.5	4.55	0.76	Triangulaire	1.165	0.875	187.87	131.71	132.19		88.84		99.24		66.7	
78	(A-B)	2.5	5.85	0.42	Triangulaire	0.832	0.625	187.87	131.71	94.42	188.84	63.46	126.92	70.88	141.77	47.64	95.28
	(B-C)	2.5	4.55	0.54	Triangulaire	0.832	0.625	187.87	131.71	94.42		63.46		70.88		47.64	

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

d- Sens transversale :

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	(1-2)	3.3	4.25	0.77	Trapézoïdal	1.3233	1.1583	187.87	131.71	150.08	297.44	100.87	199.91	131.37	261.67	88.29	175.87
	(2-3)	3.2	4.25	0.75	Trapézoïdal	1.2992	1.1488	187.87	131.71	147.35		99.03		130.29		87.57	
BC	(1-2)	3.2	3.3	0.96	Triangulaire	1.0656	0.8	187.87	131.71	120.86	241.72	81.23	162.46	90.73	181.47	60.98	121.96
	(2-3)	3.2	3.2	1	Triangulaire	1.0656	0.8	187.87	131.71	120.86		81.23		90.73		60.98	
CD	(1-2)	3.3	3.3	1	Triangulaire	1.0989	0.825	187.87	131.71	124.63	250.21	83.76	168.17	93.57	191.2	62.88	128.5
	(2-3)	3.2	3.3	0.96	Trapézoïdal	1.1072	0.8608	187.87	131.71	125.57		84.4		97.63		65.61	
DE	(1-2)	3.3	4.1	0.8	Trapézoïdal	1.2969	1.122	187.87	131.71	147.09	291.54	98.86	195.94	127.25	253.56	85.53	170.41
	(2-3)	3.2	4.1	0.78	Trapézoïdal	1.2736	1.1136	187.87	131.71	144.45		97.08		126.3		84.88	
EF	(1-2)	3.3	5.85	0.56	Trapézoïdal	1.4751	1.3926	187.87	131.71	167.3	330.99	112.44	222.46	157.94	312.92	106.15	210.31
	(2-3)	3.2	5.85	0.54	Trapézoïdal	1.4432	1.3664	187.87	131.71	163.68		110.01		154.97		104.16	
FG	(1-2)	3.2	4.55	0.7	Trapézoïdal	1.3376	1.2064	187.87	131.71	151.71	306.66	101.96	206.11	136.82	275.31	91.96	185.04
	(2-3)	3.3	4.55	0.72	Trapézoïdal	1.3662	1.221	187.87	131.71	154.95		104.14		138.48		93.07	
GH	(1-2)	3.3	4.25	0.77	Trapézoïdal	1.3233	1.1583	187.87	131.71	150.08	297.44	100.87	199.91	131.37	261.67	88.29	175.87
	(2-3)	3.2	4.25	0.75	Trapézoïdal	1.2992	1.1488	187.87	131.71	147.35		99.03		130.29		87.57	

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

e- Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)

-Sens longitudinale (x-x)

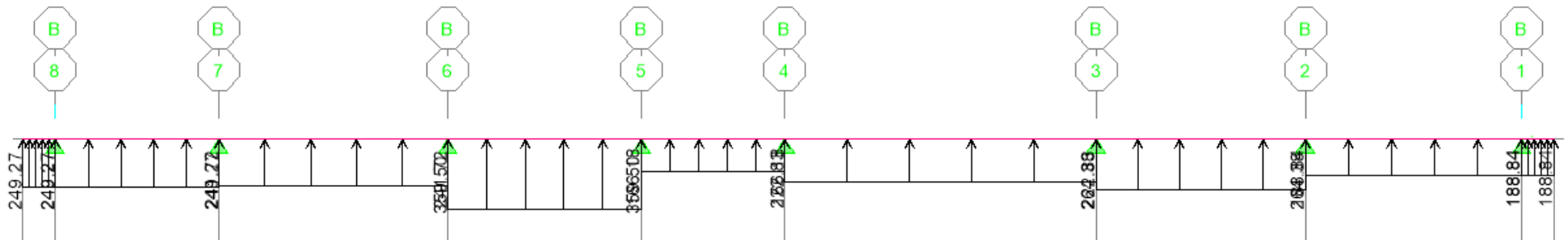


Diagramme VII.1: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).

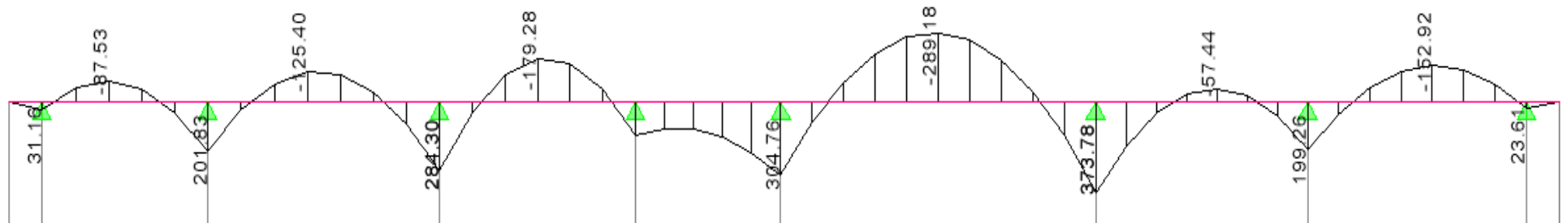


Diagramme VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

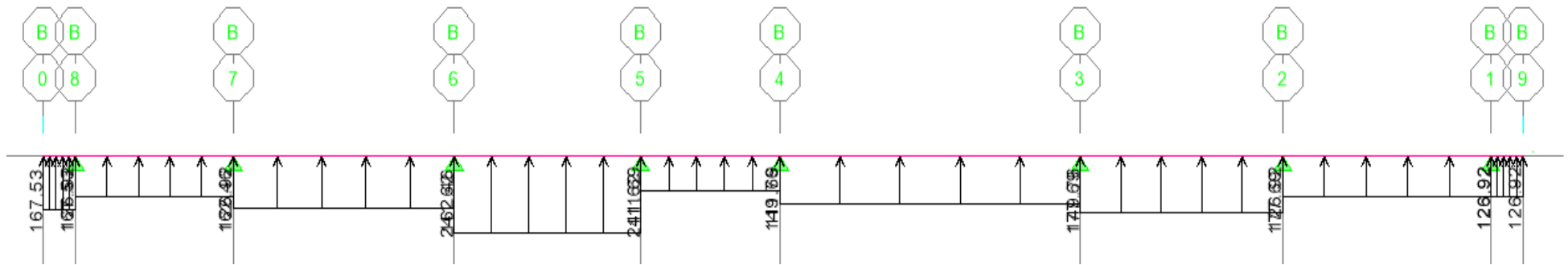


Diagramme VII.3: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

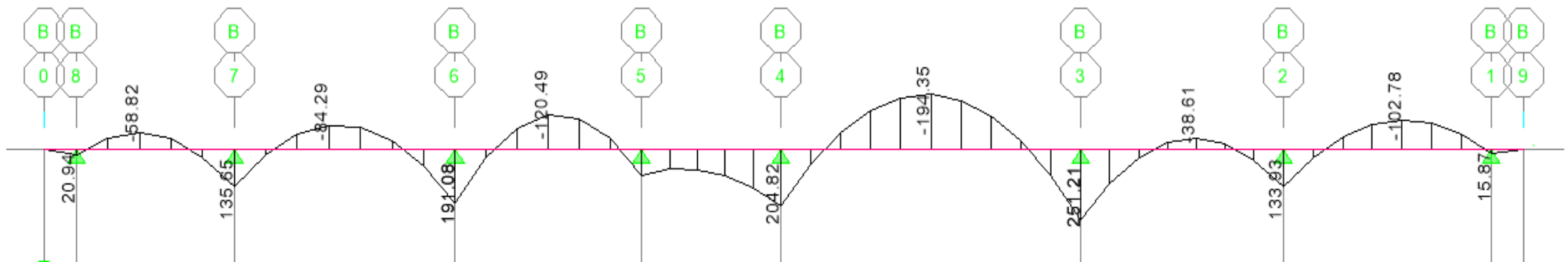


Diagramme VII.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

-Sens transversale (y-y) :

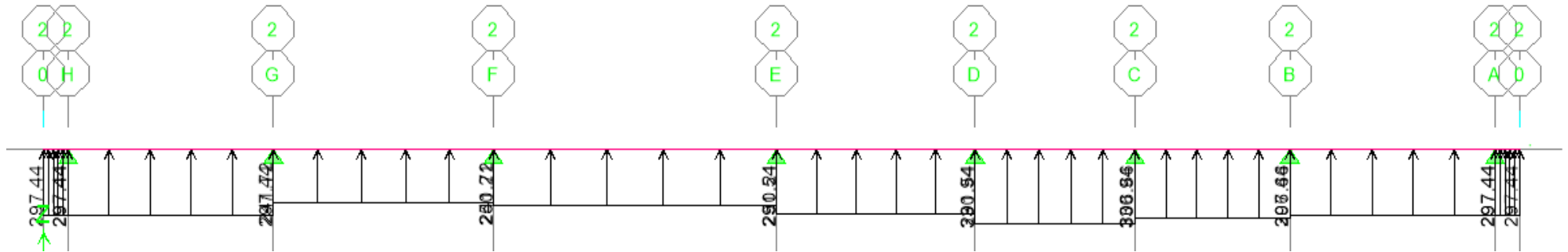


Diagramme VII.5: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

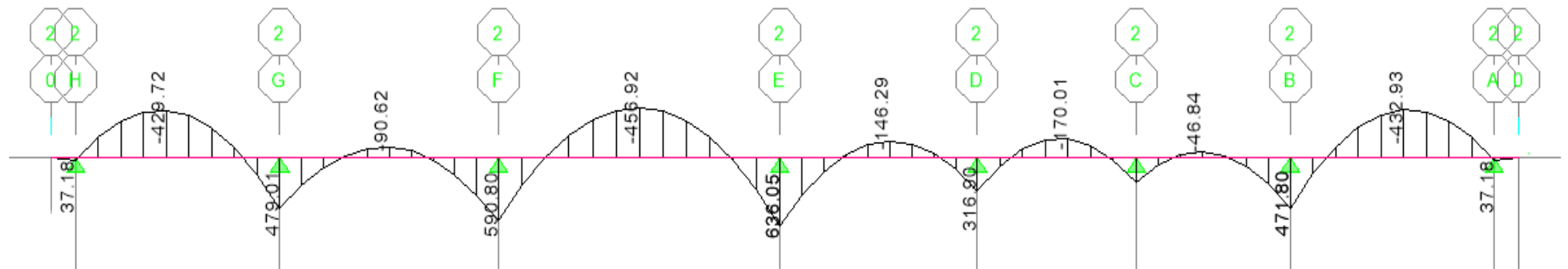


Diagramme VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

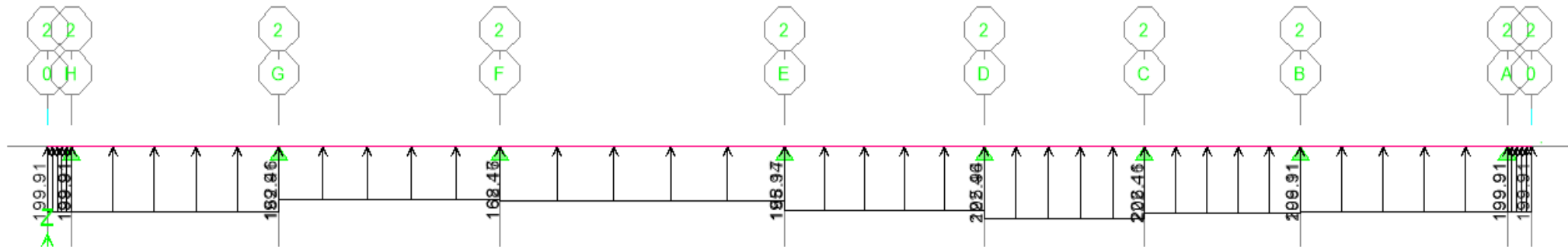


Diagramme VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

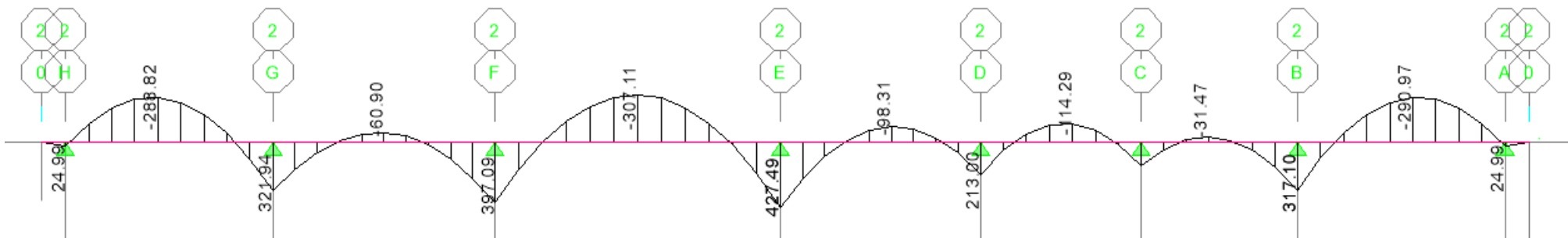


Diagramme VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

i- Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)

-Sens longitudinale (x-x)

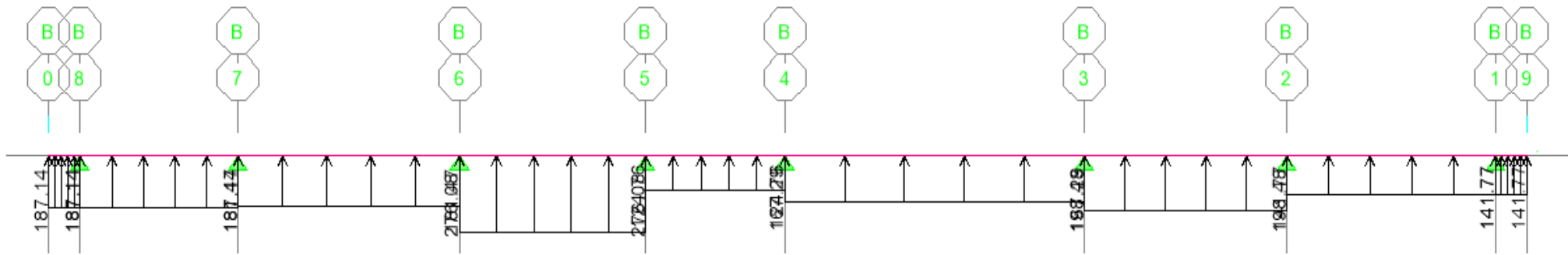


Diagramme VII.9: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).

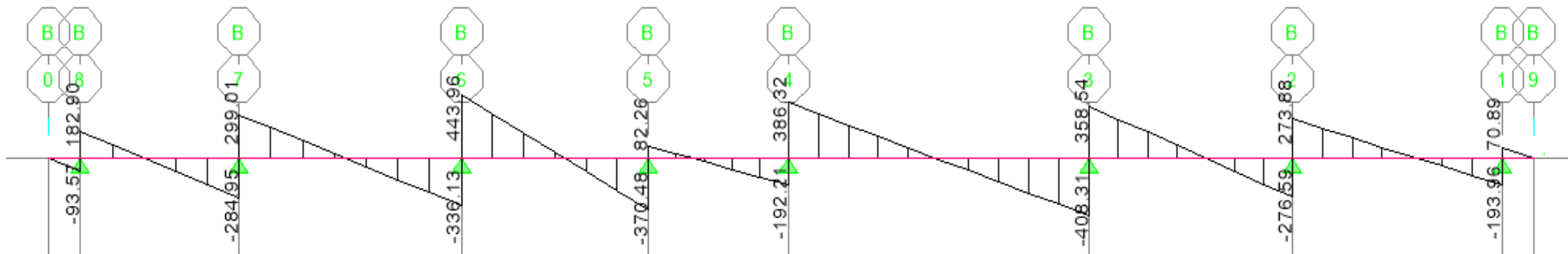


Diagramme VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

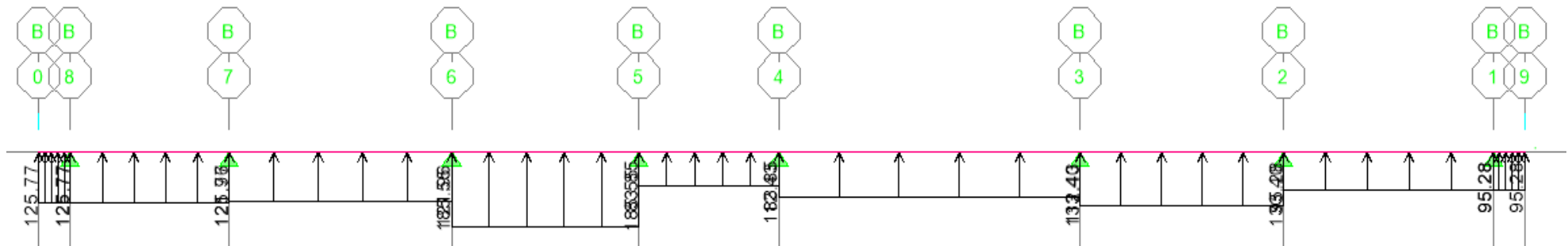


Diagramme VII.11: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

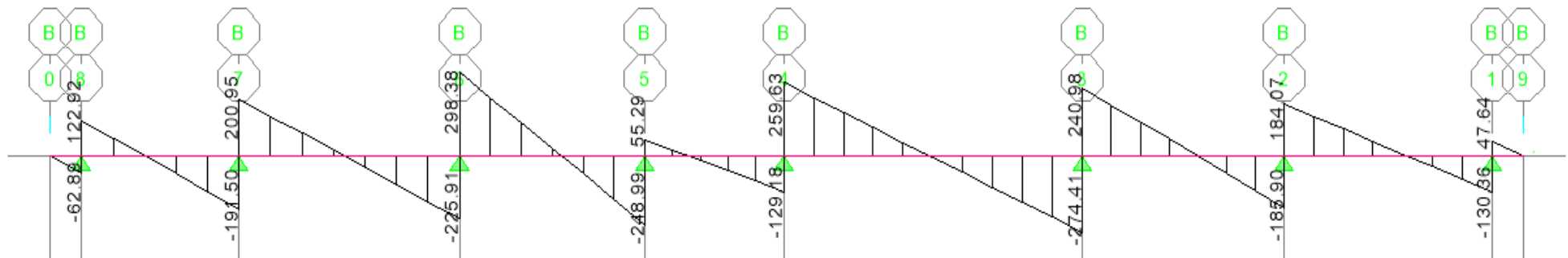


Diagramme VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

-Sens transversale (y-y) :

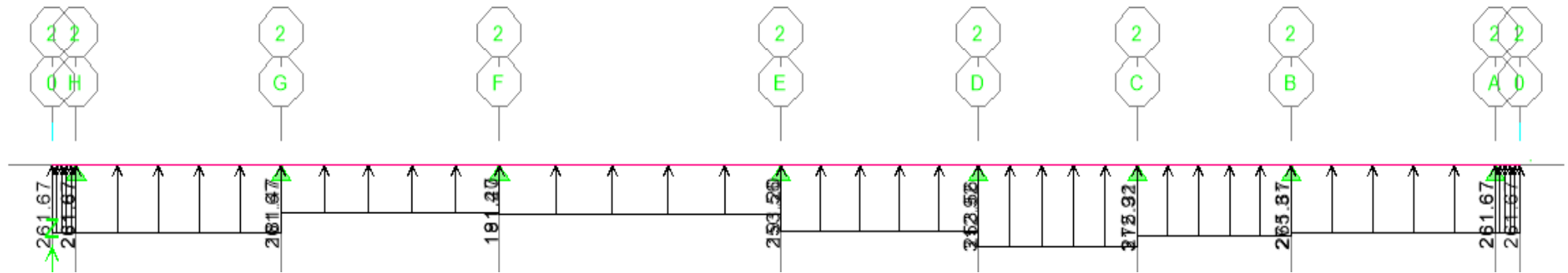


Diagramme VII.13: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

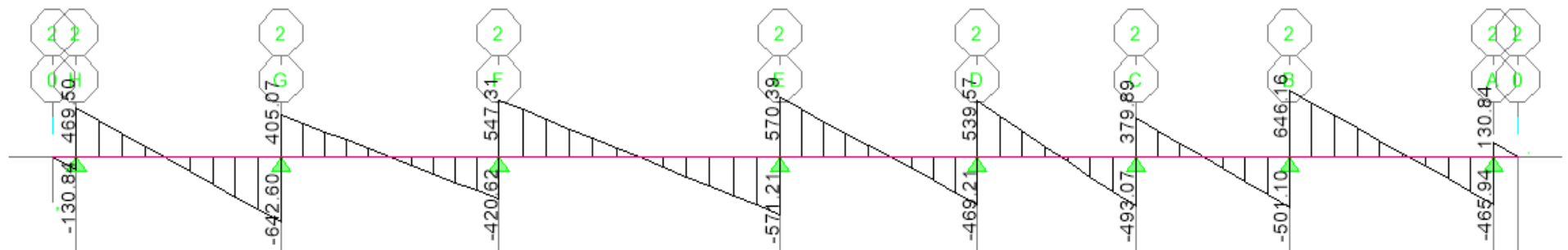


Diagramme VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

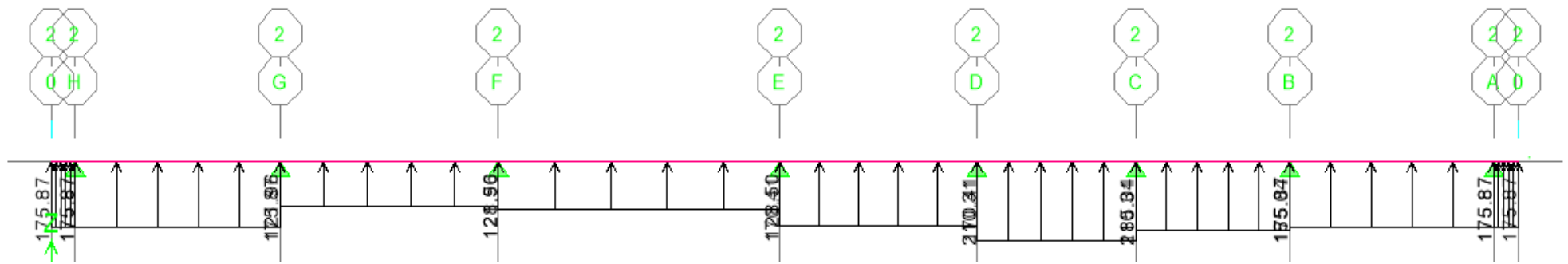


Diagramme VII.15: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

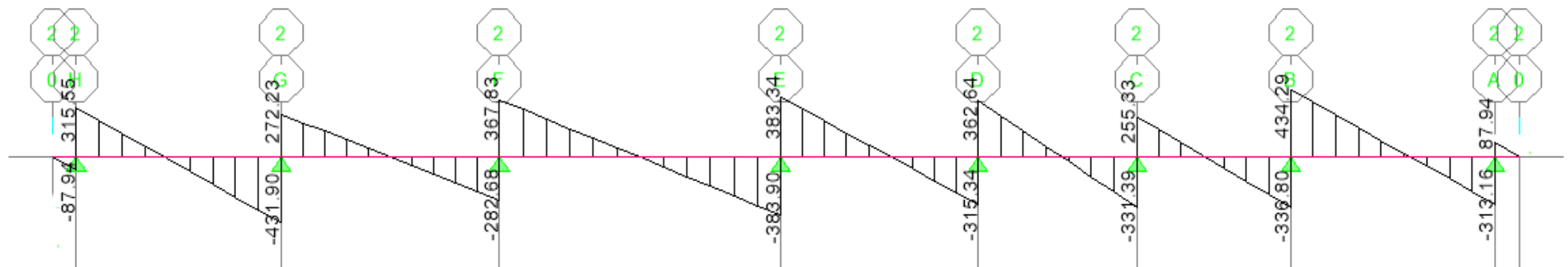


Diagramme VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	289.18	194.35	456.92	307.11
M_{tmax} (KN.m)	373.78	251.21	635.05	427.49
T_{max} (KN)	443.96	298.38	646.18	434.29

4-3-7- 1-Calcul des Armatures :

a- Armatures longitudinales

Avec : b=70 cm d= 115 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M _u (KN.m)	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
X-X	Appuis	289.18	SSA	5.85	6HA12 (fil) + 6HA10 (chap) = 11.50
	Travée	373.78	SSA	7.59	6HA12 (fil) + 6HA12 (chap) = 13.58
Y-Y	Appuis	456.92	SSA	9.31	6HA16 (fil) + 6HA12 (chap) = 18.85
	Travée	635.05	SSA	13.03	6HA16 (fil) + 6HA14 (chap) = 21.30

- Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- Espacement des armatures transversales :

-Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(30; 19.20) \Rightarrow S_t \leq 19.20\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (103.50 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tmax} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ max adopté}} = 20 \text{ cm} < S_{tmax} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- b- **Armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau, placées parallèlement à la fibre centrale des poutres, préviennent la formation de larges fissures hors des zones renforcées. Avec une hauteur de nervure de 120 cm, voici la quantité nécessaire d'armatures de peau :

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml} \times 1} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour : } \mathbf{2HA14} = 3.08 \text{ cm}$$

4-3-7-2-Vérification à l'ELU

- a- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{adop} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 115 \times \frac{2.1}{500} \Rightarrow A_{min} = 7.78 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.11 : Vérification de condition de non fragilité.

	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	Observation
X-X	6HA12 (fil) + 6HA10 (chap) = 11.50	7.78	CV
	6HA12 (fil) + 6HA12 (chap) = 13.58	7.78	CV
Y-Y	6HA16 (fil) + 6HA12 (chap) = 18.85	7.78	CV
	6HA16 (fil) + 6HA14 (chap) = 21.30	7.78	CV

- b- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

-Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 443.96 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{443.96 \times 10^3}{700 \times 1150} \Rightarrow \tau_u = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Sens transversal : $T_u^{\max} = 646.16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{646.16 \times 10^3}{700 \times 1150} \Rightarrow \tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Sens des petites portées :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \sum u_i = 301.44 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{443.96 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 301.44} \Rightarrow \tau_{se} = 1.42 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.42 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Sens des grandes portées :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \sum u_i = 301.44 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{646.16 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 301.44} \Rightarrow \tau_{se} = 2.07 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.07 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1) = \min (3.43 ; 7 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t \leq 1.60 \text{ cm.}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 12$ avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 70 = 4.20$$

$4.20 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

4-3-8- Vérification a l'ELS

- a- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]**

La nervure représente un élément très sensible aux intempéries. Pour cette raison, la fissuration est considérée comme préjudiciable. Il est donc impératif de contrôler les conditions suivantes

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	11.50	194.35	157.48	201.63	2.40	15	CV
	Travée	13.58	251.21	172.41	201.63	2.90	15	CV
Y-Y	Appuis	18.85	307.11	179.71	201.63	3.60	15	CV
	Travée	21.30	427.49	190.11	201.63	4.13	15	CV

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Conclusion :

En conclusion, l'étude géotechnique précise que le bon sol se situe à une profondeur de 2 m, tandis que l'étude de génie civil fixe la hauteur de la nervure à 1,20 m. D'un point de vue économique, il est possible de réaliser un terrassement général de 70 cm sur l'ensemble du terrain, avec une profondeur de 1,30 m incluant 1,20 m pour les nervures et 10 cm pour le béton de propreté.

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1- La dalle du radier (y compris les débords)

- **Sens X-X**

En travée (Lit supérieur) : 6HA16/ml (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA12/ml (St= 20 cm).

- **Sens Y-Y**

En travée (Lit supérieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

2- Les nervures

- **Sens des petites portées**

Armatures supérieures (En travée) : 6HA12 (fil) + 6HA12 (chap).

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA12 (fil) + 6HA10 (chap).

- **Sens des grandes portées**

. Armatures supérieures (En travée) : 6HA16 (fil) + 6HA14 (chap). .

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA16 (fil) + 6HA12 (chap).

3- Armatures de peau :

2HA14 (Pour toutes les nervures).

4- Armature transversale : 4HA12

Dans la zone nodale : St = 15cm

Dans la zone courante St = 20cm

Conclusion

Ce projet a permis de rassembler et de synthétiser les connaissances acquises en génie civil, un domaine complexe et vaste. Les défis rencontrés durant les calculs ont enrichi notre compréhension des structures et ont été amplifiés par des échanges constructifs avec des professionnels expérimentés.

Il est essentiel de noter que le séisme est un facteur dynamique crucial à considérer dans la conception des structures. L'utilisation du logiciel ETABS a facilité une modélisation tridimensionnelle précise, indispensable pour évaluer les forces sismiques, souvent plus importantes que les charges statiques, augmentant ainsi les besoins en béton et en armature.

L'étude a approfondi notre compréhension des phénomènes structuraux et a permis d'optimiser les dispositions des voiles pour limiter les effets de torsion. L'analyse des efforts internes a abouti à des sections d'armatures plus efficaces tout en respectant les normes de sécurité.

Ce travail représente une étape importante dans le développement de notre expérience et créativité en ingénierie. Nous espérons que ces résultats enrichiront les pratiques et les connaissances des futurs ingénieurs dans le domaine du génie civil.

Bibliographie

Règlements :

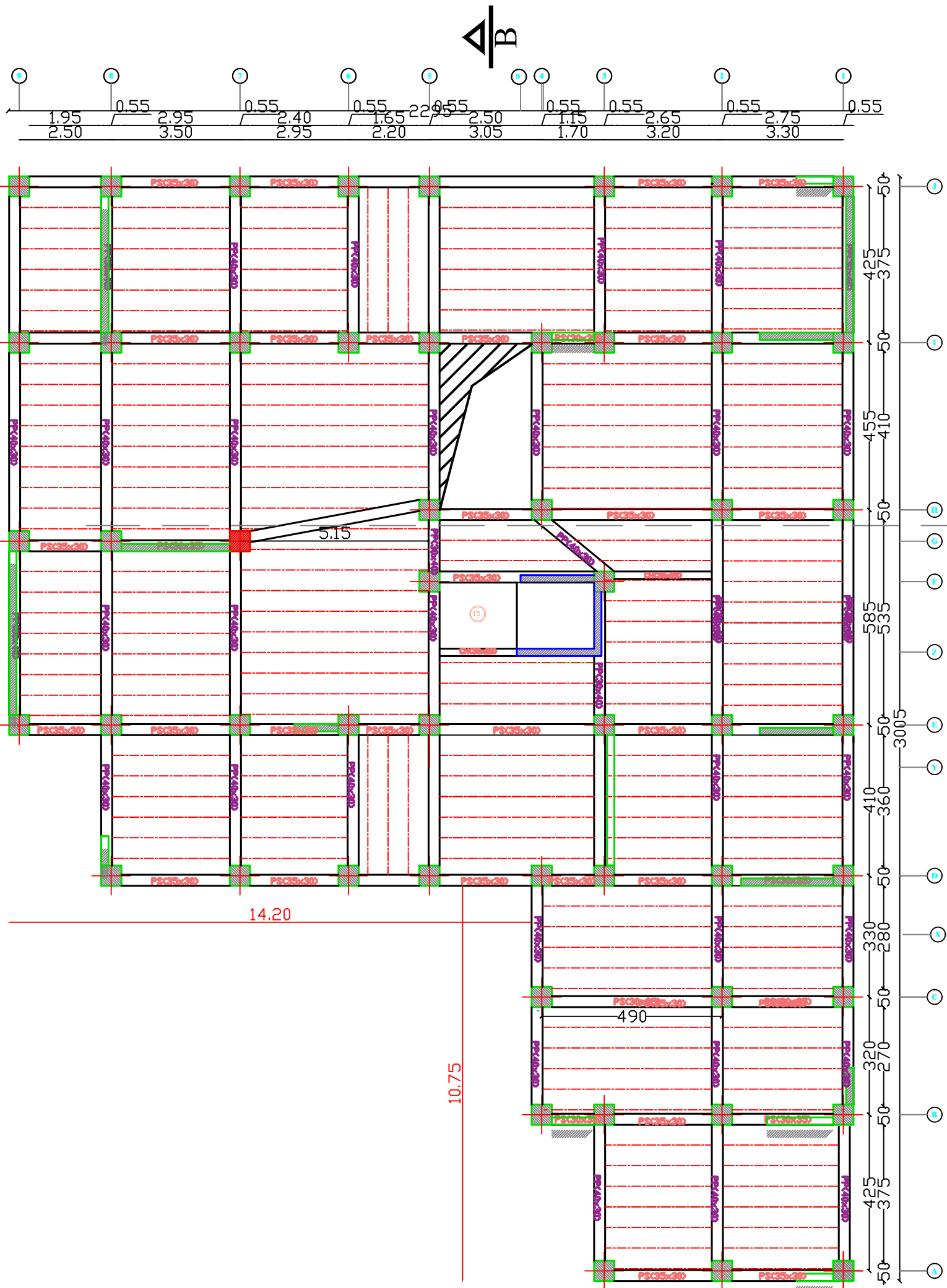
- 1- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**), Centre National De Recherche.
- 2- « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - **BAEL 91 révisé 99** ».
- 3- Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique C.G.S.
« Document Technique Règlementaire **D.T.R. – B.C.2-41** – Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme **C.B.A. 93** ».
- 4- BENYAHY Karim. « Présentation du logiciel ETABS ».
- 5- Jean, PERCHAT, Jean, ROUX. « Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés». Paris, éditions EYROLLES, quatrième édition, p. 171, 199, 353, 357.

Logiciels :

- 1- ETABS 9.7.4.
- 2- AUTOCAD2018.
- 3- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 4- Word.
- 5- Excel.

Ouvrage :

- 1- Le béton armé aux états limites M.Belazougui
- 2- Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui
- 3- Formulaire du béton armé de Victor Davidovici
- 4- Les abaques de PIGEAUD.
- 5- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- 6- Mémoires de fin d'étude «ingénieurs en G-C» des promotions précédentes.



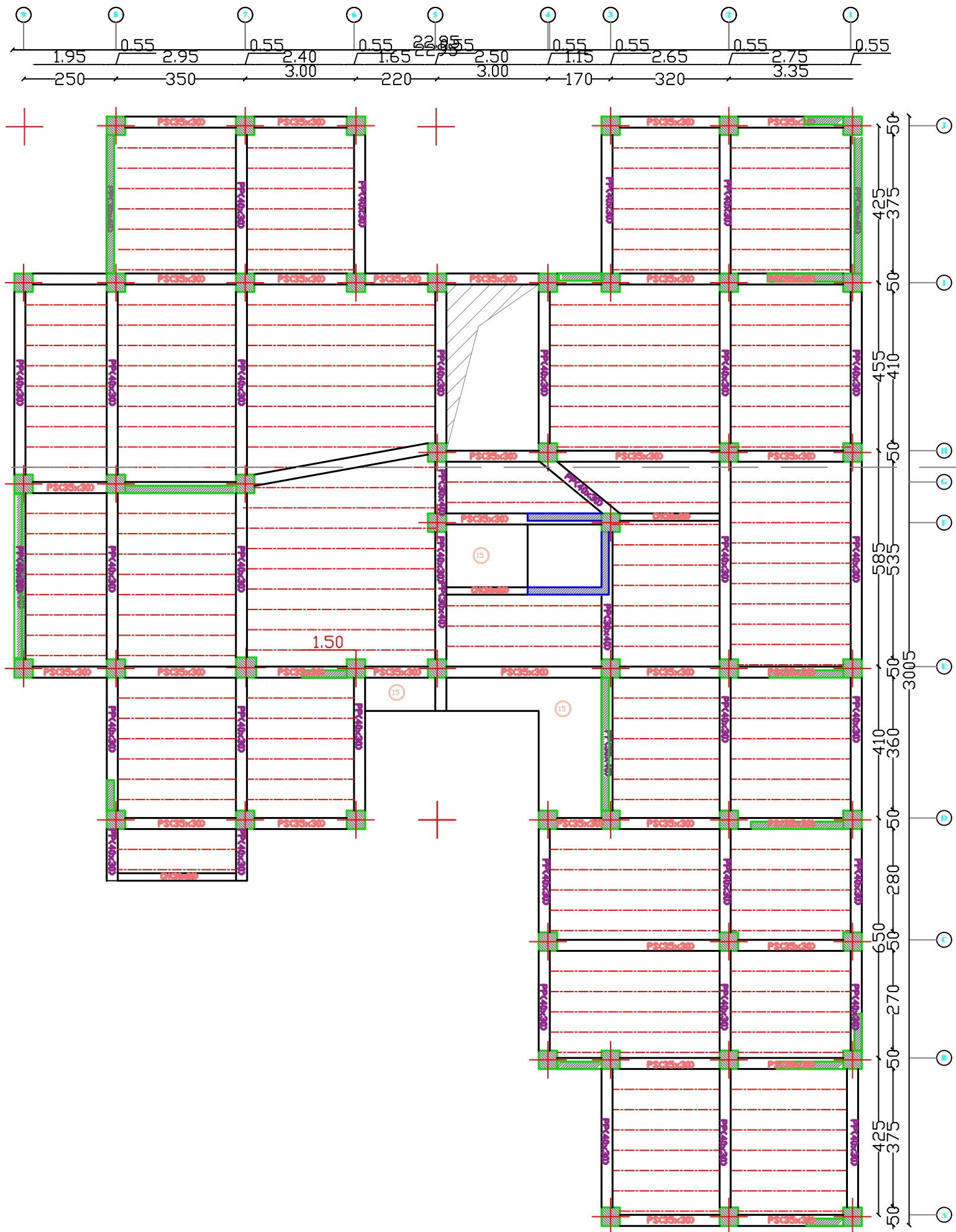
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Encadré Par :
 - Mr BENYAHY
Etudié Par :
 - NAILI Amel

Titre :
Coffrage RDC

Plan N°: 03
Echelle : 1 / 20
Promotion :
2023 - 2024



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil



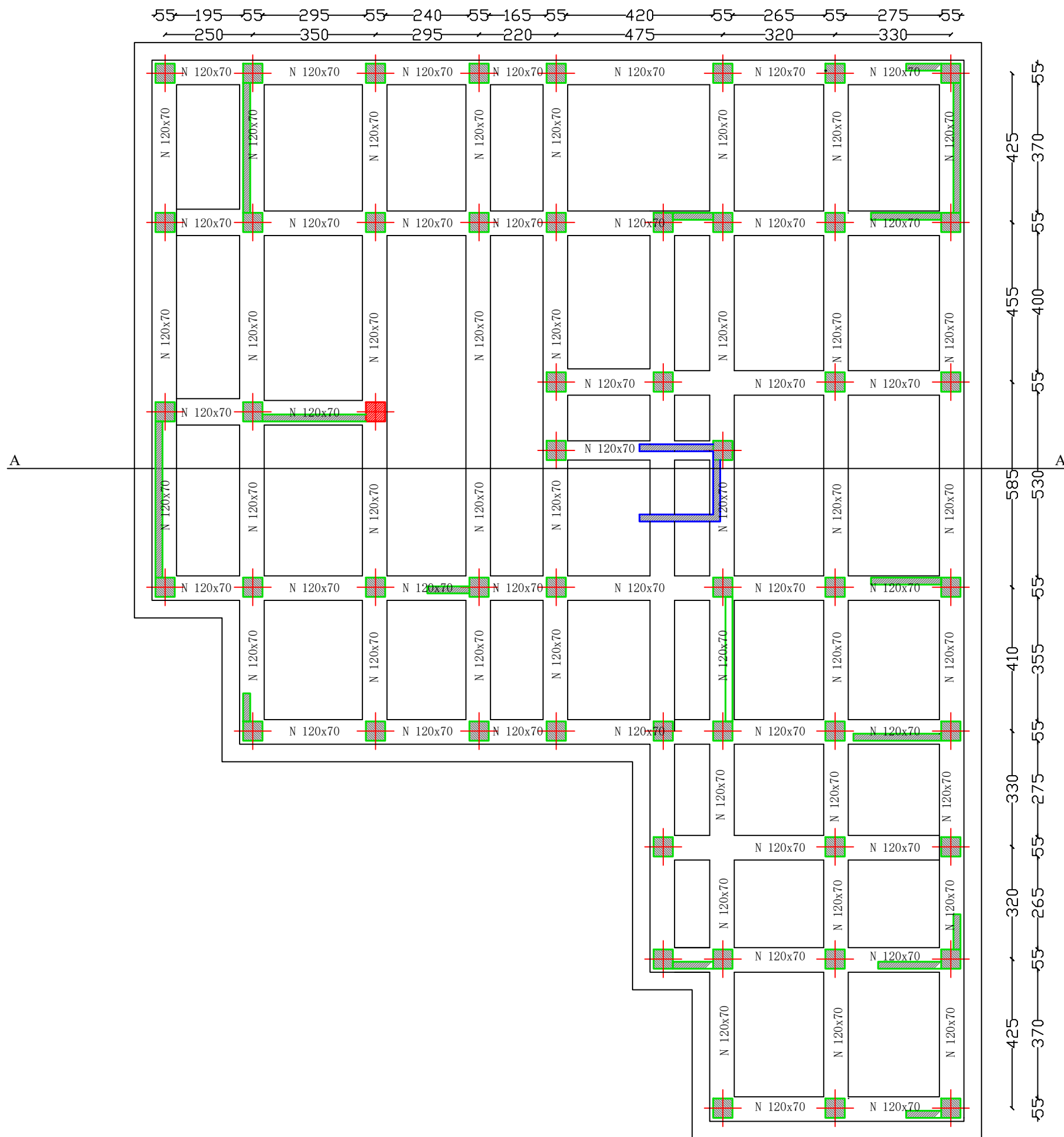
Encadré Par :
- Mr BENYAHY

Etudié Par :
- NAILI Amel

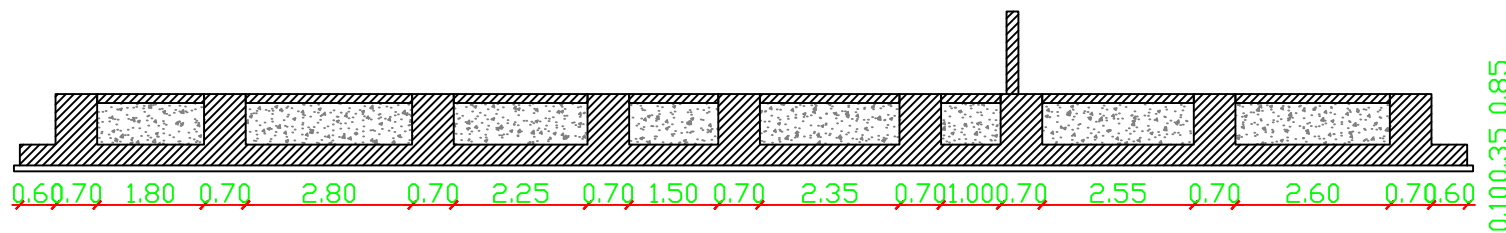
Titre :
Coffrage Etage courant

Plan N°: 04
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2023 - 2024



Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Encadré Par :
Mr BENYAH

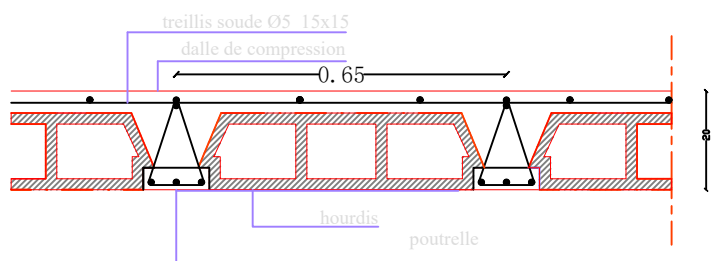
Etudié Par :
NAILI Amel

Titre :
Coffrage Radier

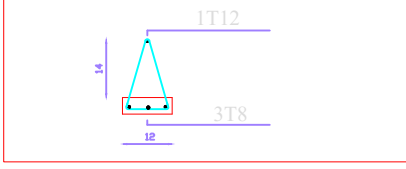
Plan N°: 01
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2023 - 2024

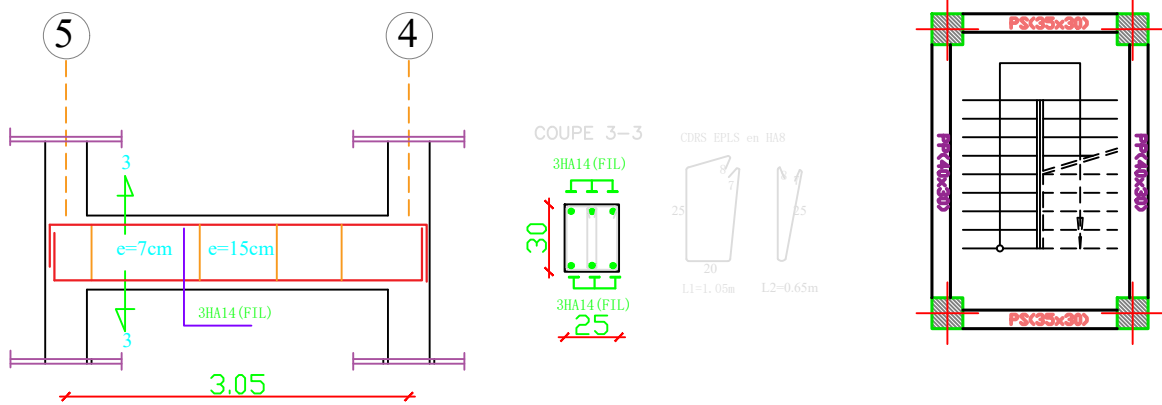
Détail plancher



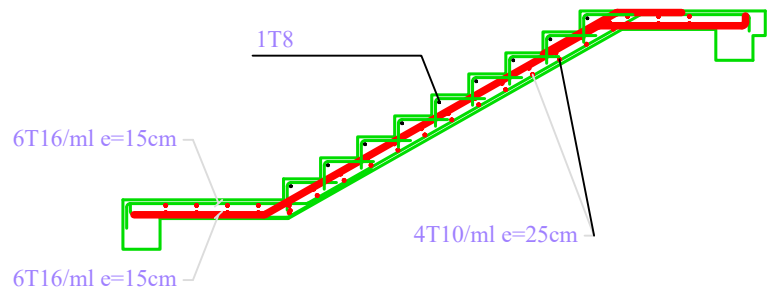
ferrailage poutrelle



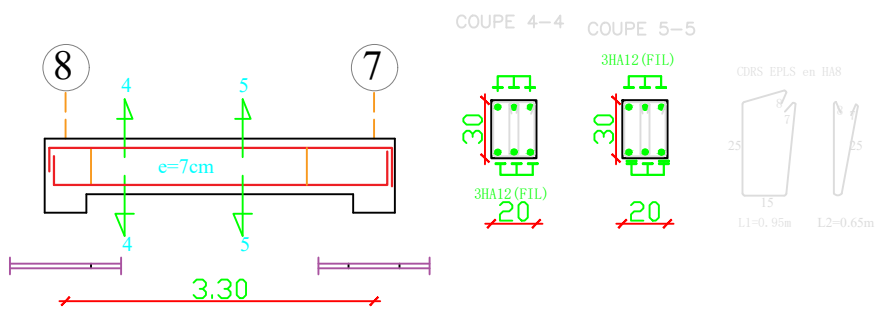
ferrailage poutre palier (25X30)



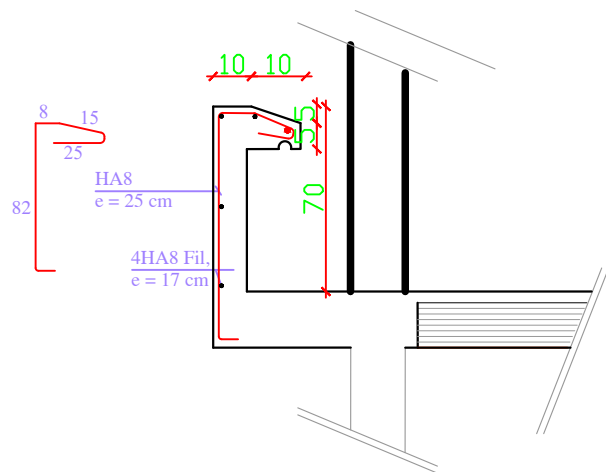
Ferrailage escalier



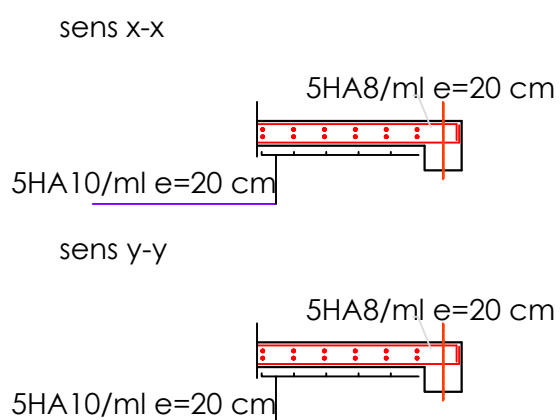
ferrailage poutre chaînage (20X30)



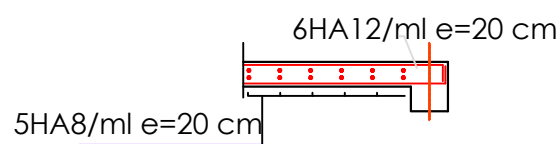
Ferrailage de l'acroter



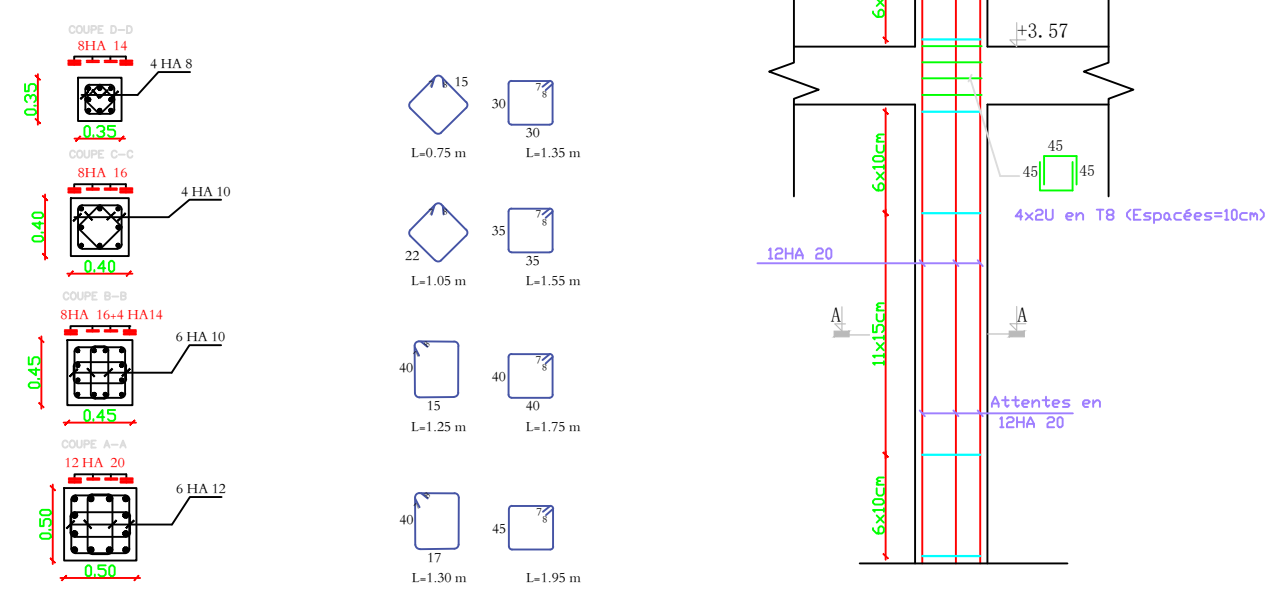
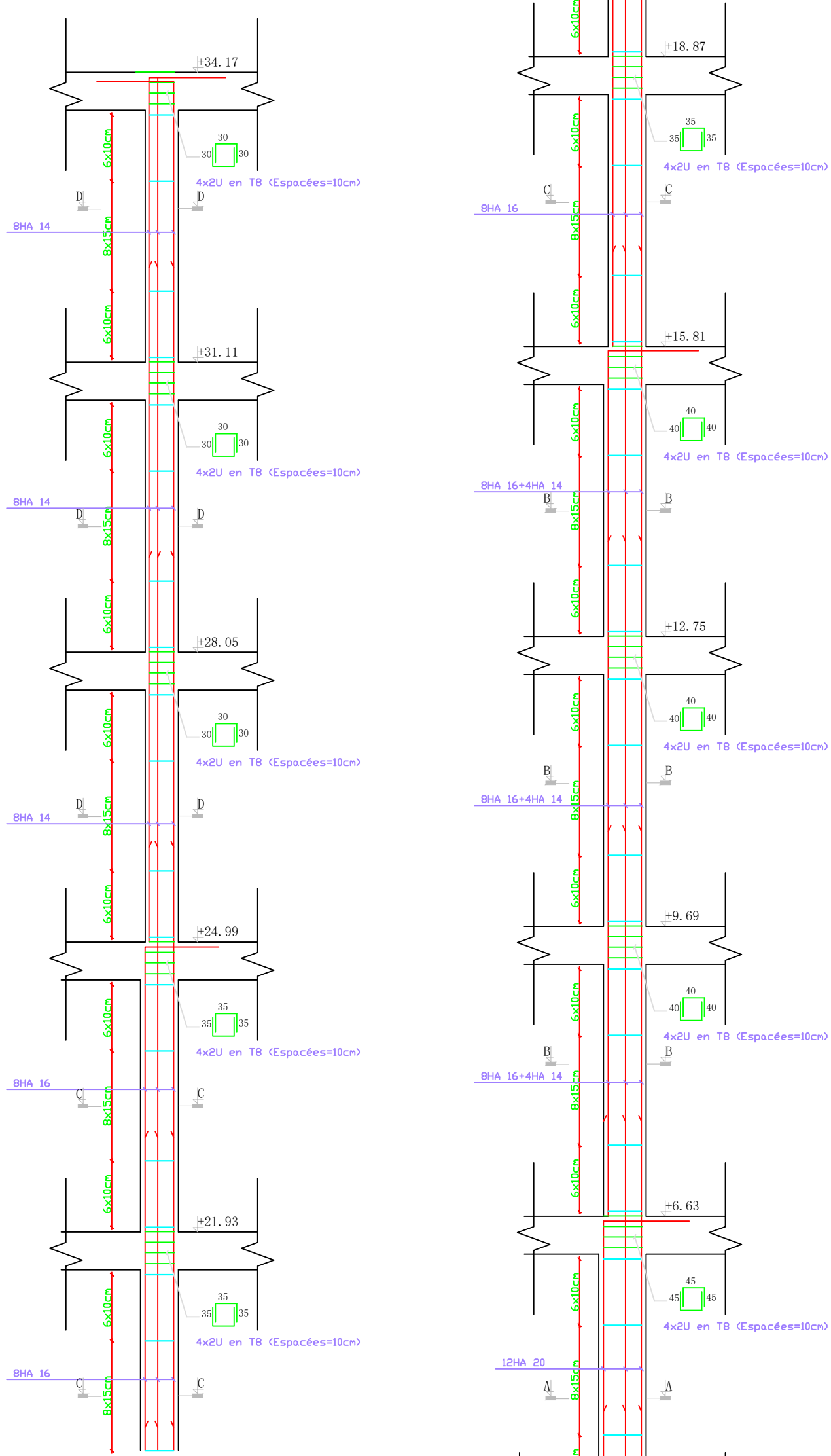
Ferrailage des dalle salle machine



Ferrailage des dalle pleine



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Encadré Par : - Mr BENYAHJ	Titre : Ferrailage des éléments secondaires	Plan N°: 08 Echelle : 1 / 20
Etudié Par : - NAHLI Amel		Promotion : 2023 - 2024

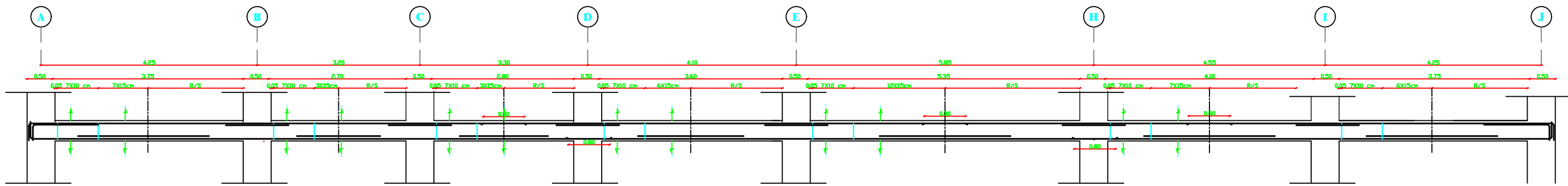
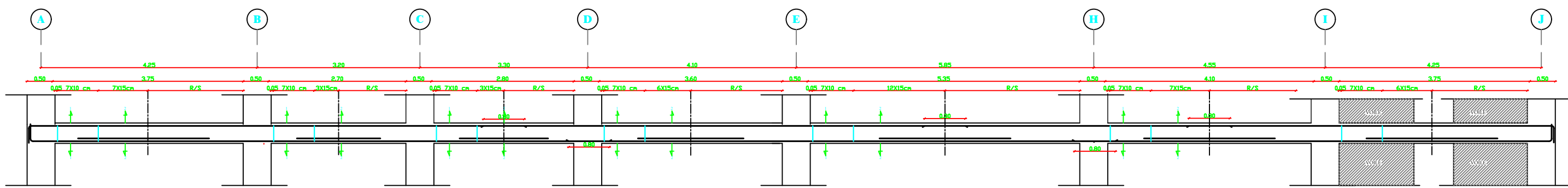


UNIVERSITE MOULOU MAMMERRI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

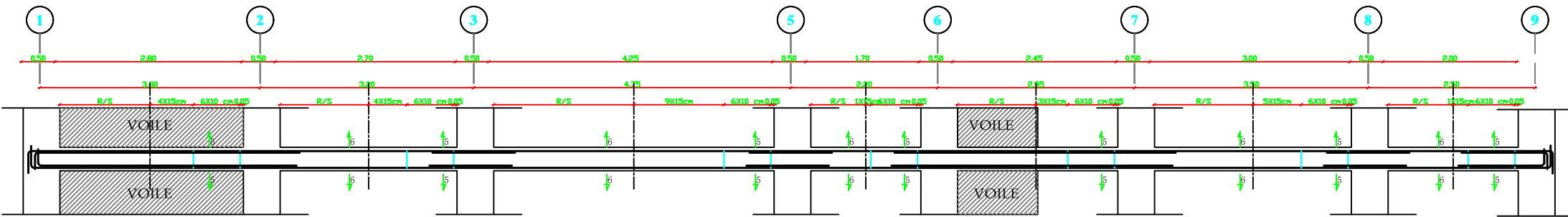
Encadré Par :
 - Mr BENYAHY
Etudié Par :
 - NAILI Amel

Titre :
Ferraillage Poteaux

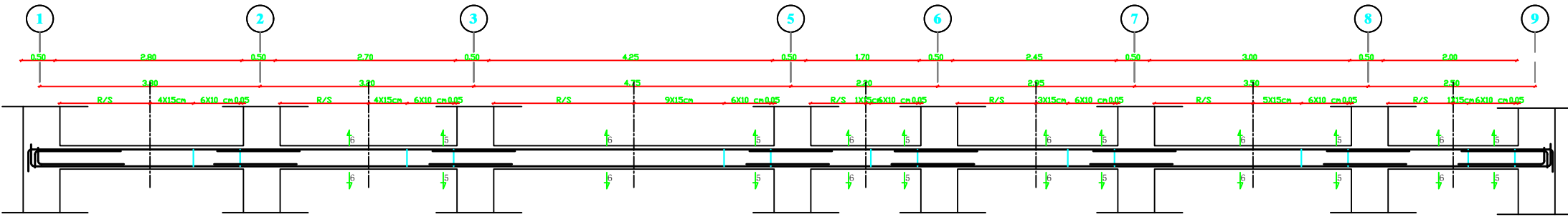
Plan N°: 05
Echelle : 1 / 20
Promotion :
2023 - 2024



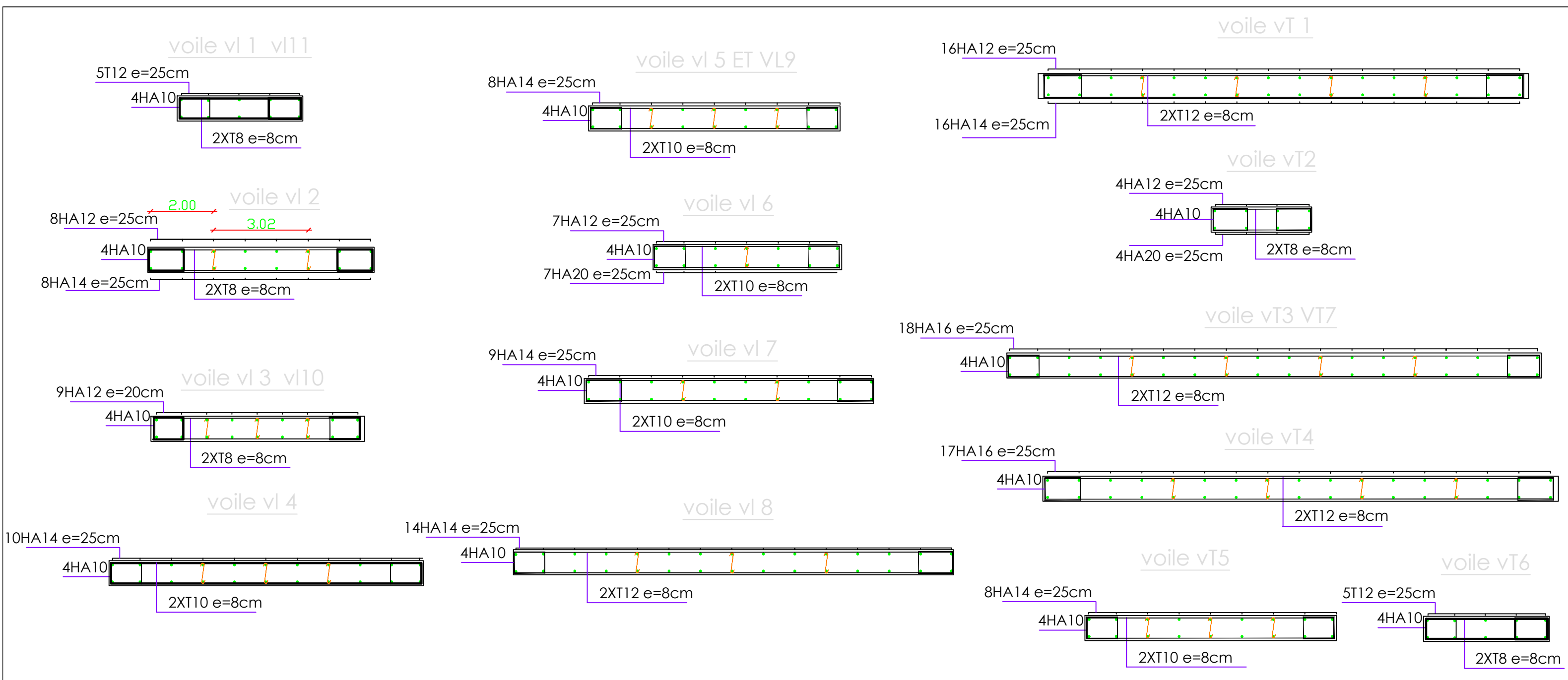
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES SOLIDAIRES AU VOILES (30X35)



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES NON SOLIDAIRES AUX VOILES (30X35)



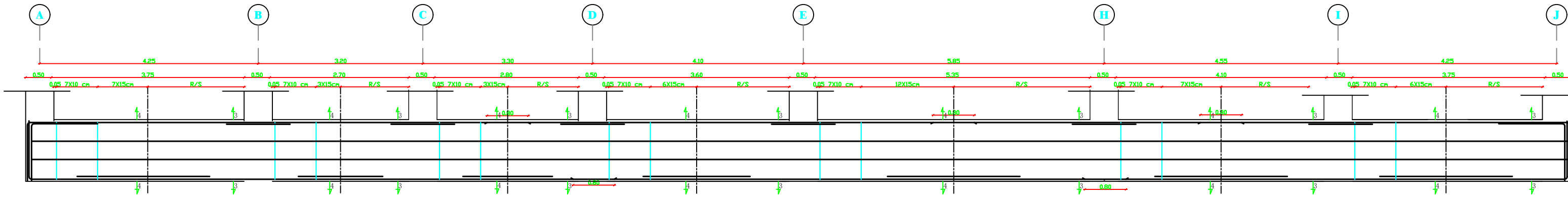
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Encadré Par : - Mr BENYAH Etudié Par : - NAILI Amel	Titre : Ferrailage Poutres	Plan N°: 01 Echelle : 1 / 20 Promotion : 2023 - 2024



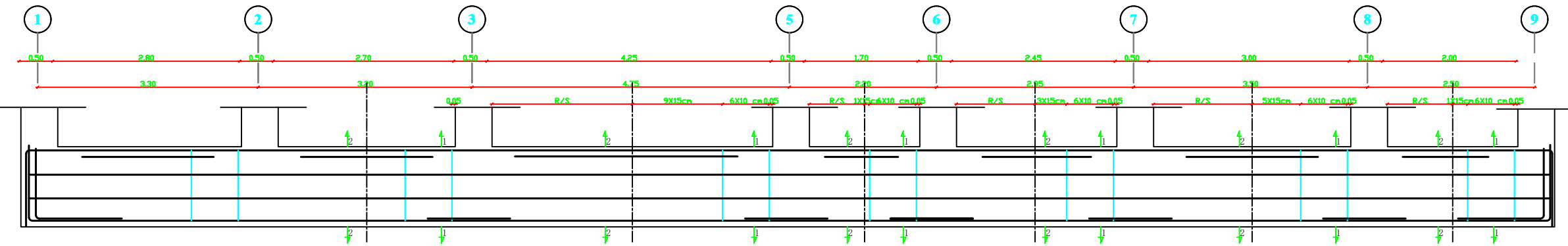
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Encadré Par : - Mr BENYAHY Etudié Par : - NAILI Amel	Titre : Ferrailage Voiles	Plan N°: 06
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2023 - 2024

Ferrailage nervures sens YY

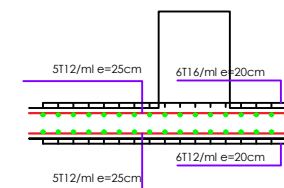
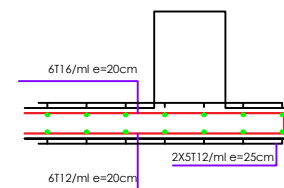
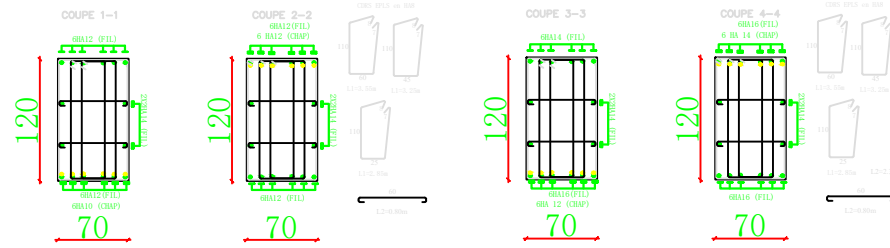


Ferrailage nervures sens XX



ferrailage radier SENS XX

ferrailage radier SENS YY



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Encadré Par :
 - Mr BENYAHU
 Etudié Par :
 - NAILI Amel

Titre :
 Ferrailage Radier

Plan N°: 02

Echelle : 1 / 20

Promotion :
 2023 - 2024