

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de
la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERRI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R + 5 + 5 entres-sol) à usage
d'habitation et commercial en contreventement mixte
avec l'application de l'ETABS

Réalisé par :

M^{elle} AIBOUD Fetta

M^{elle} CHELALI Dalila

Encadré par :

M^r BENTAYEB Farid

Promotion 2016/2017

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr BENTAYEB pour ces orientations et conseils tous le longs de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel du Département de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme Dalila

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2016 /2017

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Fetta.

Dedicace

*Je dédie ce modeste travail a mes parents qui
m'ont soutenue et encouragée a toute ma famille,*

A mes sœurs (KAHINA, MALHA, SANDRA)

A mes deux grandes mères et à mes oncles et tantes

*A mes cousin et cousin OUARDIA et SELINA et
HECEN*

A tous mes chers amis

*A tous ce qui ont contribué a l'élaboration de ce
mémoire.*

*A tous les personnes que j'aime et a toute personne
que j connais.*

Dafila

Introduction générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+5+5 entres-sol) à usage d'habitation et commercial et contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

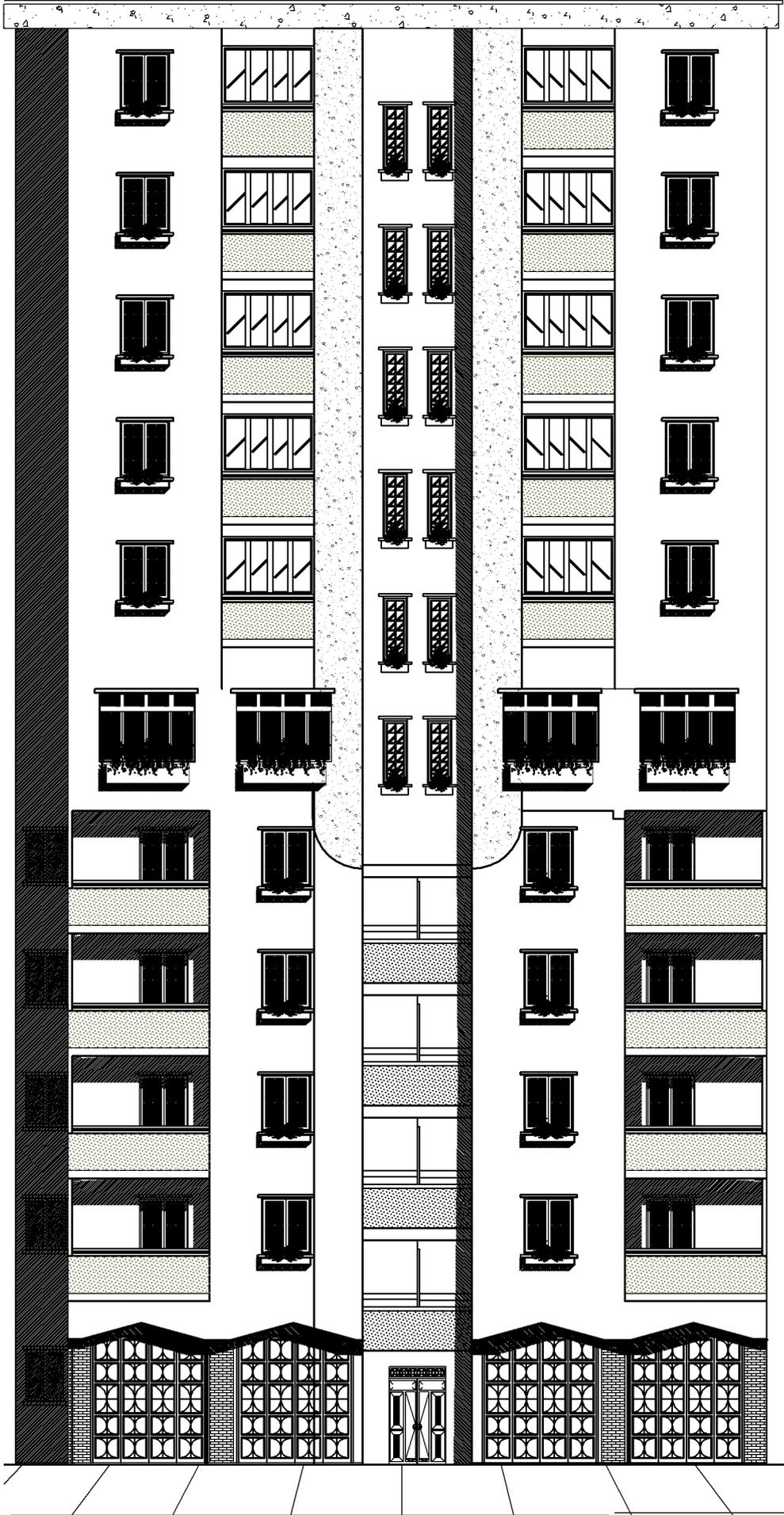
Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs en utilisant le logiciel ETABS et vérification des conditions de RPA. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

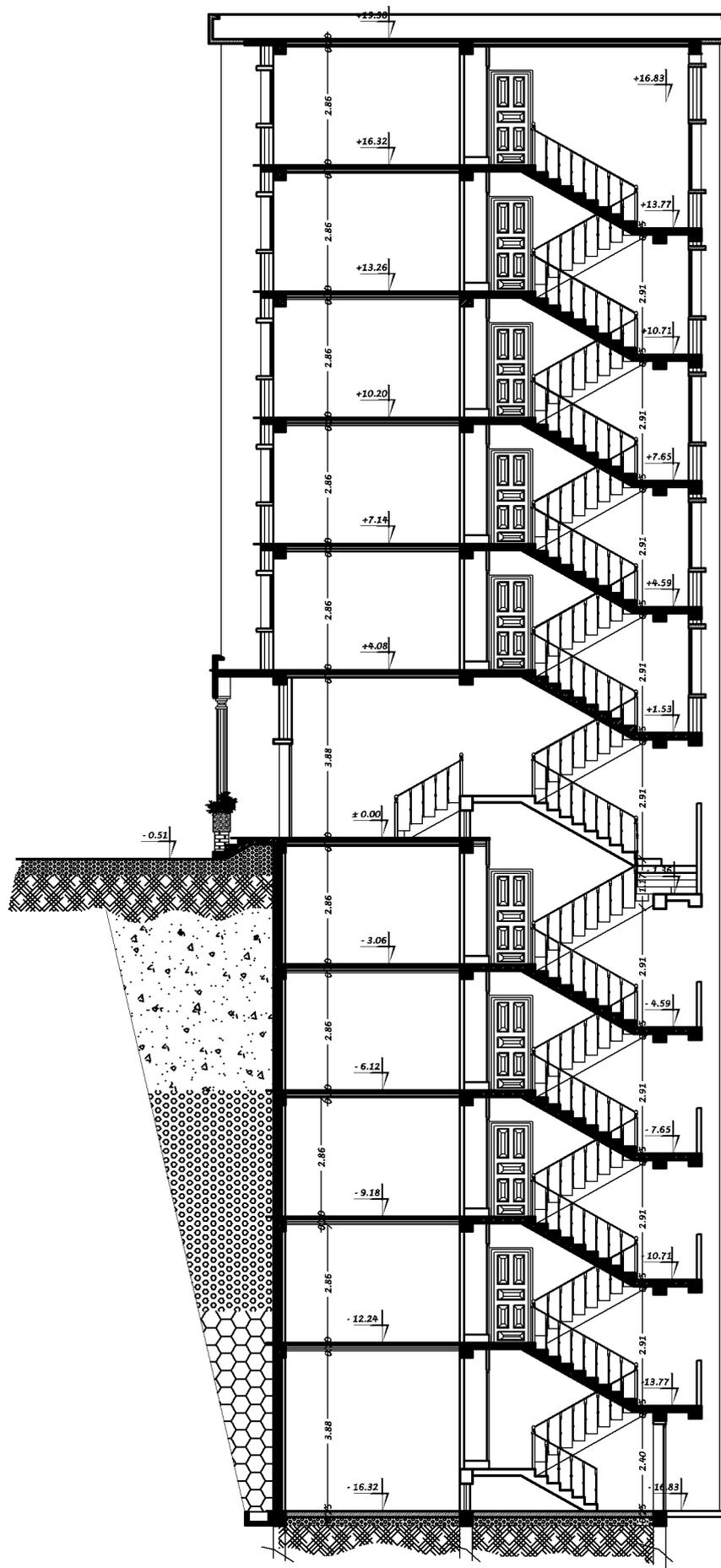
Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *BAEL91*, *RPA99 version 2003*...

SOMMAIRE

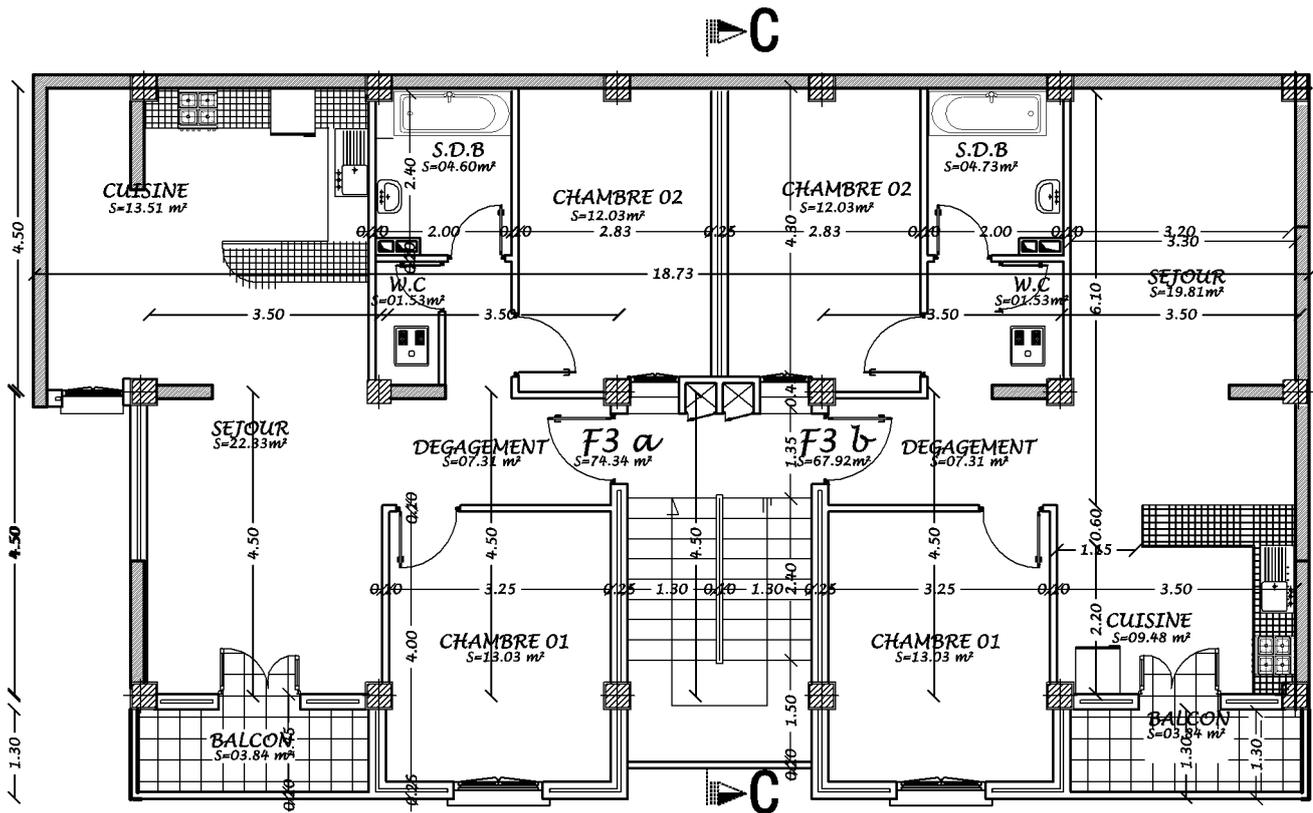
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page 1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	page 11
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 : Calcul de l'acrotère	page 22
III.2 : Calcul de la poutre de chaînage	page 26
III.3 : Calcul du balcon	page 34
III.4 : Calcul des escaliers	page 39
III.5 : Calcul de la poutre palière	page 52
III.6 : calcul des planchers	page 60
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et Vérification des conditions du RPA RPA	
IV.1 : Présentation du logiciel ETABS	page 80
IV.2 : vérification des conditions de RPA	page 93
Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux	
V.1 : Ferrailage des poteaux	page 103
V.2 : Ferrailage des poutres	page 113
V.3 : Ferrailage des voiles	page 123
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	page 130
Plan d'exécution	
Conclusion générale	
Bibliographie	



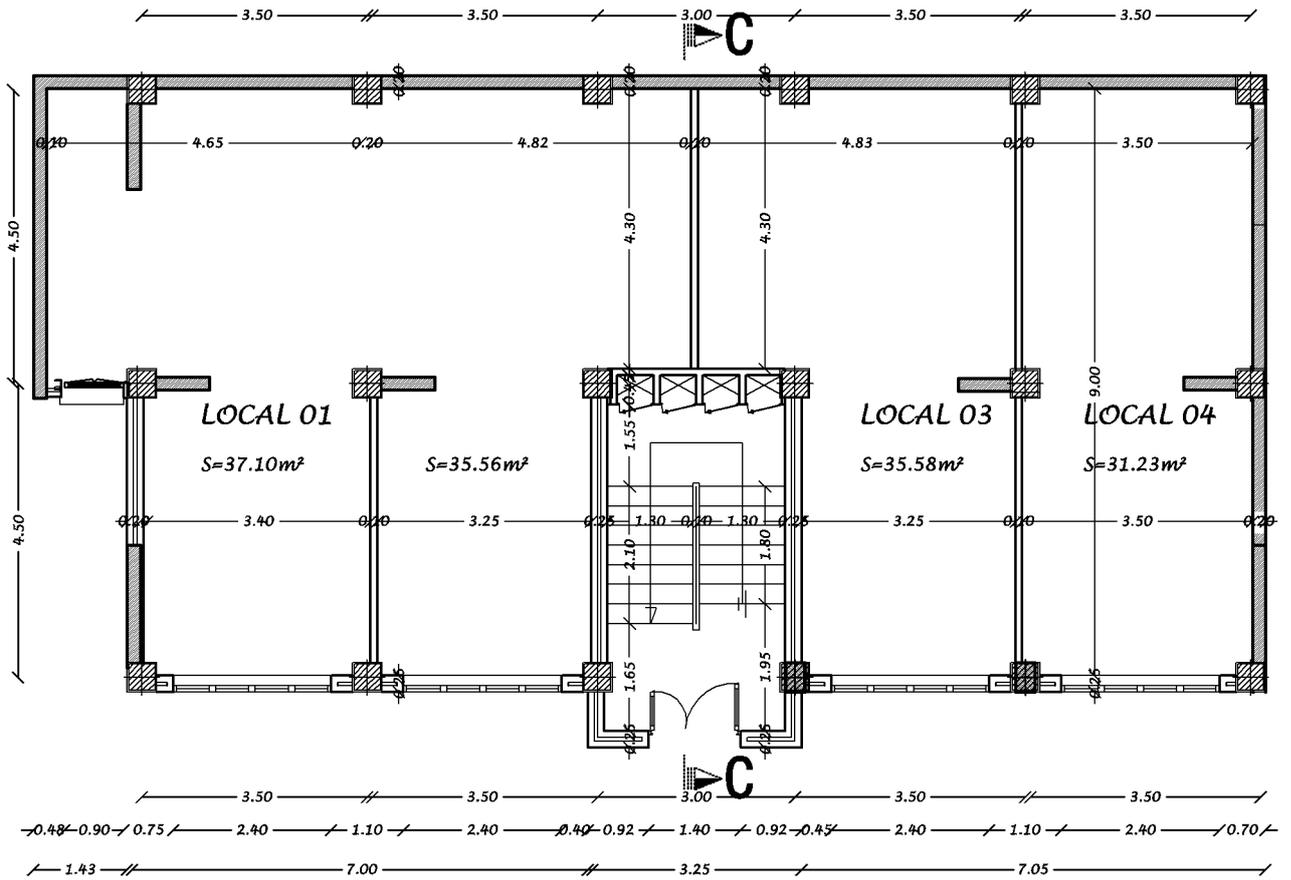
FAÇADE POSTERIEURE



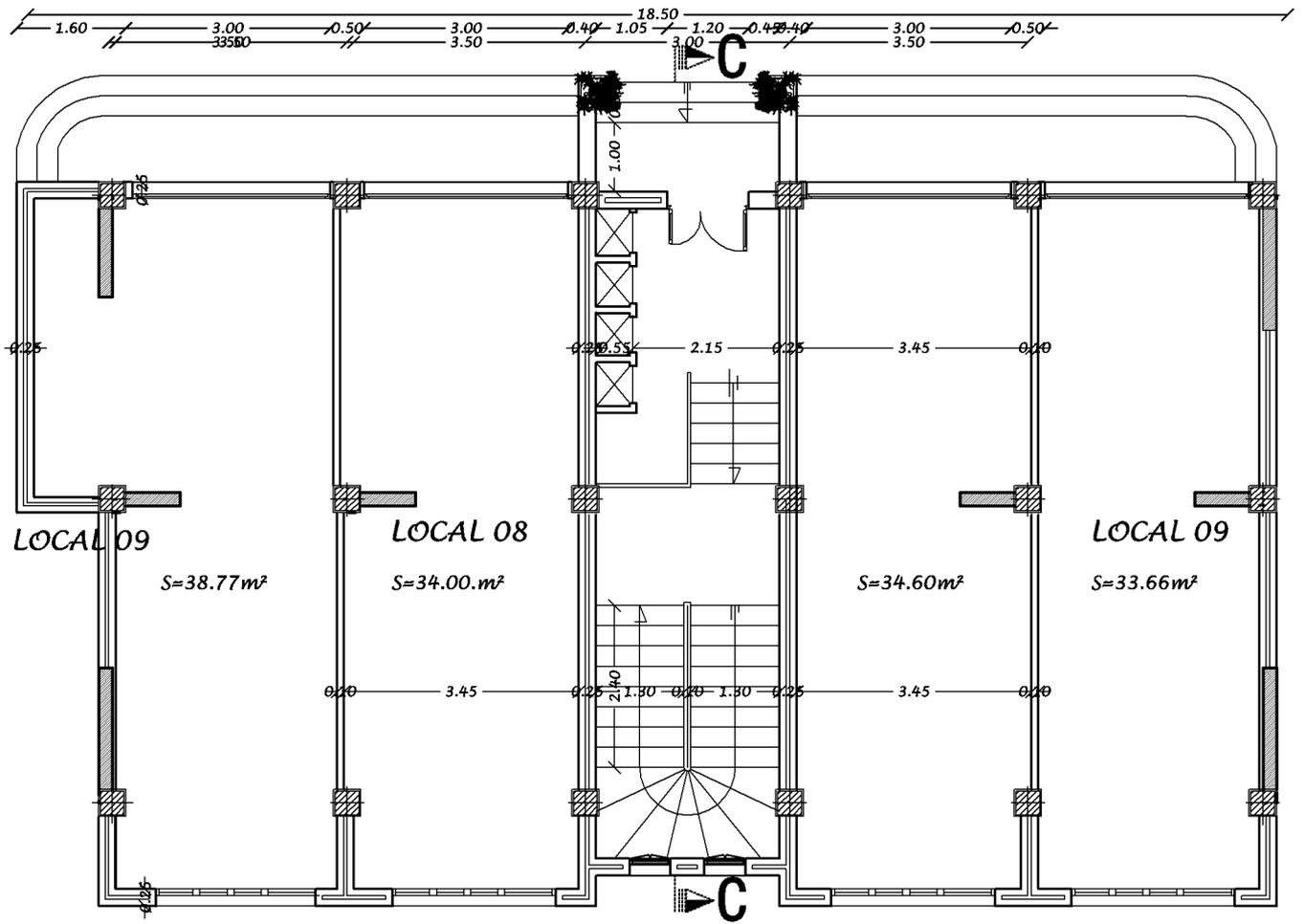
COUPE C-C



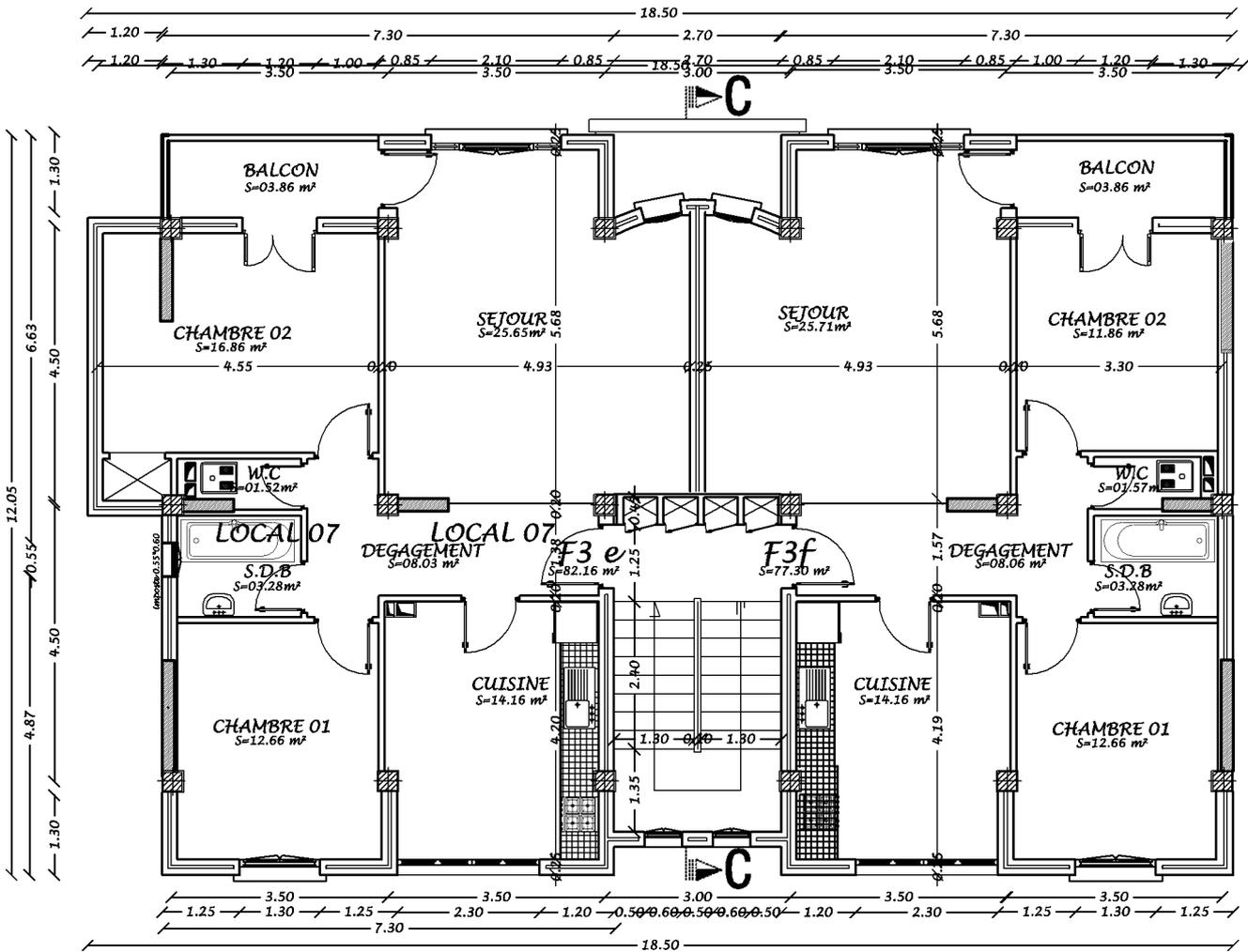
PLAN entres-SOLS 01,02,03,04



PLAN REZ-DE-CHAUSSEE (RUE BASSE)



PLAN REZ-DE-CHAUSSEE (RUE HAUTE)



PLAN ETAGE COURANT 1-2-3-4-5

CHAPITRE I:

Présentation de l'ouvrage

I.Présentation de l'ouvrage :**I.1 Introduction :**

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe ayant des domaines de compétence assez variés, le rôle principal de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents usages pendant et après la réalisation avec le moindre de cout.

Pour cela nous allons conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, a savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.2Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier une structure de R + 5 + 5 entres-sol à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est de groupe d'usage 2il est implanté à Tizi-Ouzou classé selon le règlement parasismique algérien comme une zone de II_a

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

I.3 Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : $L=18,73$ m,
- largeur totale du bâtiment : $B=10,53$ m,
- hauteur totale du bâtiment $h_t=36.3$ m,
- hauteur d'un étage courant : $h_e=3,06$ m,
- hauteur d'un RDC : $h_r= 4,08$ m,
- hauteur du sous sol : $h= 3,06$ m,
- hauteur d'acrotère : $h_c= 0.6$ m.

I.4 Elément de l'ouvrage :**I.4.1Superstructure :****a) Ossature :**

Sachant que le règlement RPA version 2003 exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone II_a , ce qui est le cas de notre bâtiment, il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements. L'ossature sera composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens (transversales et longitudinales), destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinale et transversal) constituants ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b) Plancher :

Les plancher sont des aires séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- la transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
 - ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation),
 - la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- Il y a deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse inaccessible a une forme de pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et sera muni d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

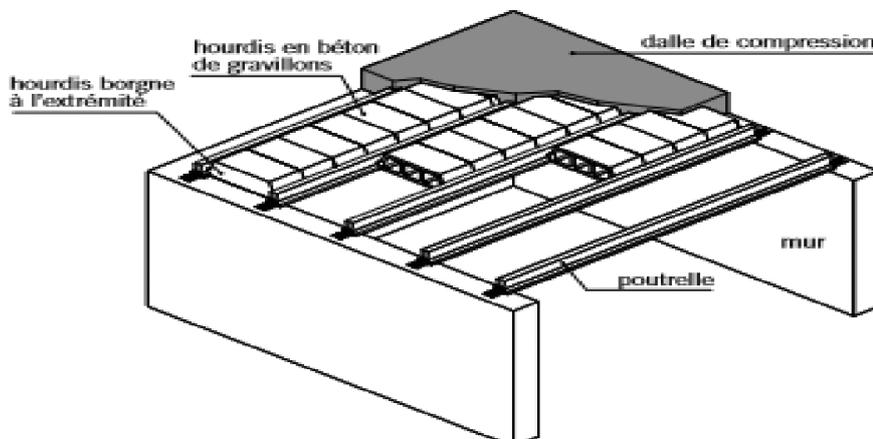


Figure I.1: éléments d'un Plancher en corps creux.

- **Planchers en dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi que pour celui de la salle machines.

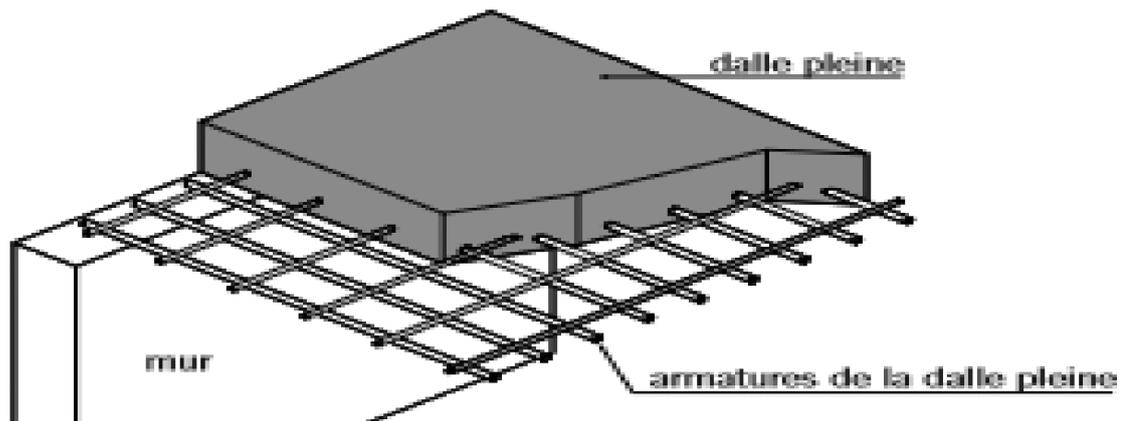


Figure I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine

c) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasses et de palier de repos en béton armé qui sont coulés

sur place. Dans notre cas, nous disposons d'une cage d'escalier menant du l'entre-sol aux étages courants.

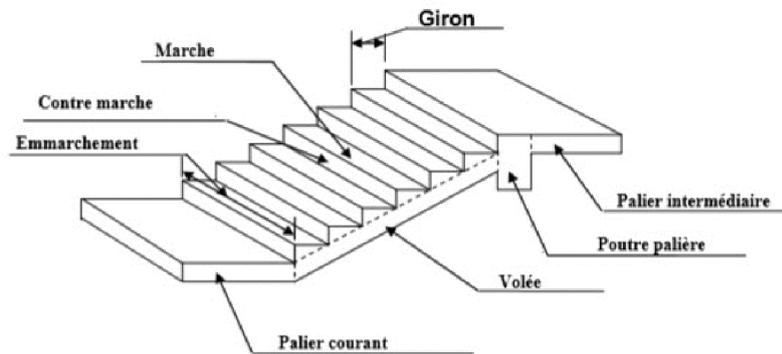


Figure I.3 : Coupe schématique d'un escalier

d) Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm, les murs de séparations seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

e) Revêtement et enduit :

- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisine.
- Enduit ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

f) L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, dont la hauteur est de 60 ou 70 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

g) Balcons :

Les balcons de notre bâtiment sont en corps creux.

h) Le coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Et aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

I.4.2 L'infrastructure :

C'est la partie de la construction qui est situé au-dessous du sol.

- **Fondations :** C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharge de la construction au sol. Le choix du type de fondation est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :

I.5.1 Béton :

Le béton utilisé pour les éléments doit avoir une résistance : $20\text{MPa} \leq f_{c28} \leq 40\text{MPa}$.

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, du dosage et de l'âge du béton.

Dans notre cas le béton utilisé est dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$ de ciment portland artificiel 425(CPJ425)

Les granulats :

a- Sable : 380 à 450 L (diamètre $\leq 5\text{mm}$)

b-gravillon : 750 à 850 L (diamètre $\leq 25\text{mm}$)

c-Ciment : 350 à 400 kg/m^3

d-Eau : 150 à 200 L

➤ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, elle est notée f_{c28} .

La résistance à la compression du béton d'âge inférieure à 28 jours est calculée comme suit :

* Lorsque la sollicitation exercée sur le béton d'âge différent de 28 jours sa résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa; pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$.

Pour notre projet on adopte $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ Résistance à la traction :

La résistance du béton est définie par f_{ij} à « j » jour qui est conventionnellement introduite par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{D'où : } f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1\text{MPa}$$

I.6 Contrainte limite du béton :

I.6.1 Les états-limites :

Un état-limite est un état qui satisfait la condition de sécurité sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

a) États limites ultime (ELU) :

Ils'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite

- De l'équilibre statique : non renversement de la constructifs.
- De résistance pour les matériaux constructifs
- De stabilité de forme : non flambement.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à son état limite de compression. Elle est donnée par la formule suivante (ART A.4.3.41.BAEL91) :

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle $\longrightarrow f_{bc} = 18,4 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est constante $\longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

θ : coefficient d'application

$\theta = 1$ lorsque $t > 24$ heures

$\theta = 0,9$ lorsque $1 < t < 24$ heures

$\theta = 0,85$ lorsque $t < 1$ heure

b) Etats limite de service :(ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà au quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- Etat limite de résistance a la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etats limite déformation (pas de flèche excessive)
- Etats limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité de l'ouvrage)

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

I.6.2 Diagramme contrainte Déformation du béton:

a) L'ELU :

La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure ci-contre :

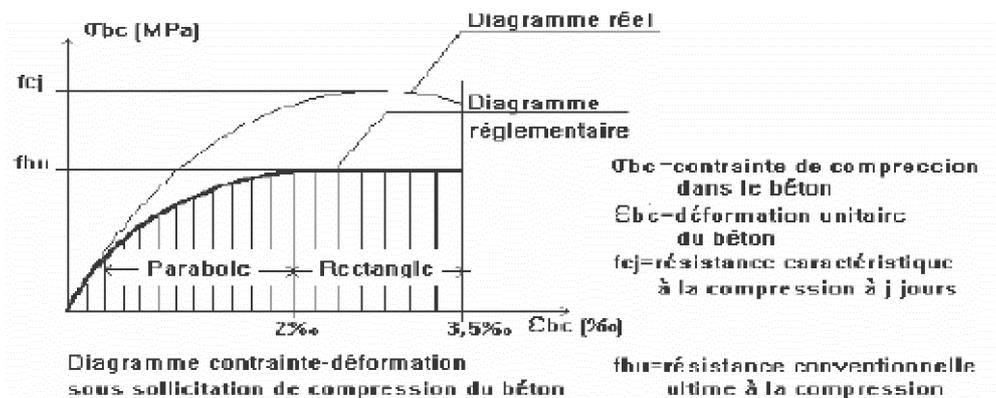


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

b) l'ELS :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure ci contre :

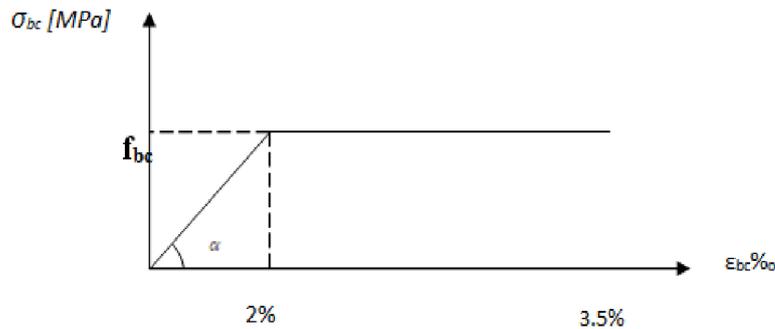


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.6.3 Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée la relation suivante (art A.5.1. BAEL 91) : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- cas de fissuration peu nuisible $\tau_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5MPa\}$

- cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min\{0,10f_{c28} ; 4MPa\}$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée ELU

b : Largeur de la section cisailée

d : hauteur utile (d=h-c).

I.6.4 Module d'élasticité du béton :

On distingue deux sortes de modules :

a) Module d'élasticité instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné

Par la relation suivante :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ charge de courte durée.

Avec : $f_{c28} = 25MPa$.

Donc on aura $E_{i28} = 32164,2 MPa$

c) Module d'élasticité différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Pour un chargement de longue durée d'application le module de déformation différé E_{vj} est donné par la relation (art A.2.1.22. BAEL91)

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Avec : $f_{c28} = 25MPa$.

$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87MPa$

Module d'élasticité transversale :

Le module de déformation transversale notée « G » donné par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale (ART A.2.13.BAEL 91)

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Avec : $\nu = 0,2$ ELS.

$\nu=0$ ELU.

I.7 Les aciers :

Les armatures dans le béton armé des éléments principaux doivent être des aciers à haute adhérence d'une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa, excepté pour les armatures transversales.

Pour notre ouvrage nous utiliserons les deux catégories suivantes :

- Des aciers haute adhérence (HA) de type FeE400 dont la limite d'élasticité est de $f_e = 400$ MPa.
- Des treillis soudés de diamètre \emptyset inférieur à 6mm et dont la limite d'élasticité est de $f_e = 520$ MPa

I.7.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (ART A2.2.1/ BAEL91 modifiées 99 :

Le module de déformation longitudinale de l'acier pris égal à :

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

I.7.2 Les contraintes dans l'acier :

a) État limite ultime ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91 modifié99})$$

Avec : f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés

σ_{st} : la contrainte de l'acier à l'ELU

γ_s : coefficient de sécurité.

avec $\gamma_s = 1.15$ en situations courantes

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

Les valeurs de la contrainte de l'acier obtenue en considérant $\gamma_s = 1.15$ sont les suivantes : $\sigma_{st} = 348$ MPa pour des aciers haute adhérence Fe400

$\sigma_{st} =$ pour des treillis soudés $\emptyset \leq 6$ mm

• Diagramme des contraintes déformation:

Le diagramme contrainte-déformation à considérer est celui de la fig1.2 [A.2.2.2/BAEL91 mod 99]

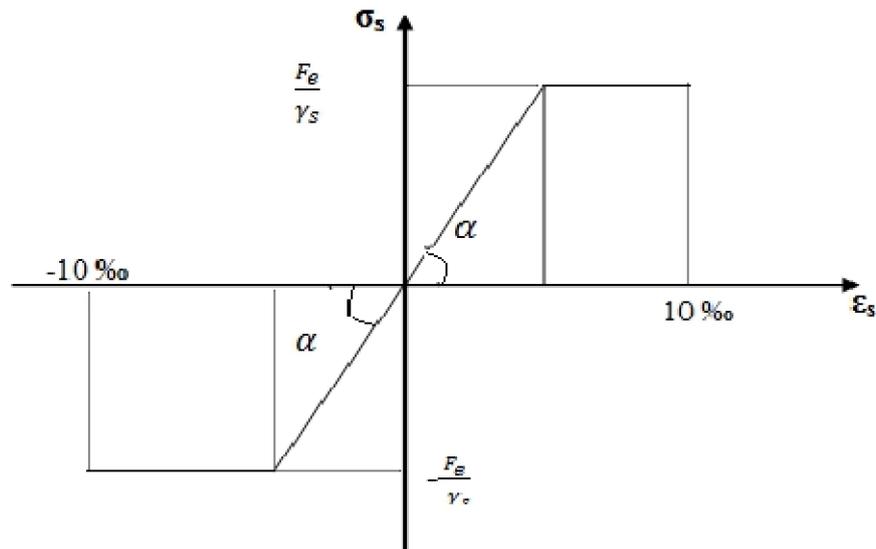


Figure I.4 : diagramme des contraintes déformation

b) Etats limite de service ELS

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure, causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (Fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les états limites de service courant concernent :

- La limitation des contraintes
- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

A fin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service [Art. A.4.5.3, BAEL 91].

On distingue trois cas de fissuration :

- **Cas de fissuration peu préjudiciable :**

Cas d'ouvrage situé en milieu peu agressif il s'agit d'élément situé dans les locaux clos et couverts aucune vérification sur les aciers n'est à faire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ [A.4.5.32/BAEL91]

Pour éviter des fissurations il convient de :

- Utiliser le gros diamètre que dans la pièce suffisamment épaisse
- Éviter les petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries
- Prévoir le plus grand nombre de barres avec un enrobage suffisant

- **Cas de fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries a des condensations ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce

Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right) [\text{Art A.4. 5,33/ BAEL91}]$$

- **Cas de fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$0.8 \sigma_s = 0.8 \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right) [\text{Art A.4. 5, 34/ BAEL91}]$$

η : coefficient de fissuration

I.7.3 diagramme contrainte-déformation :

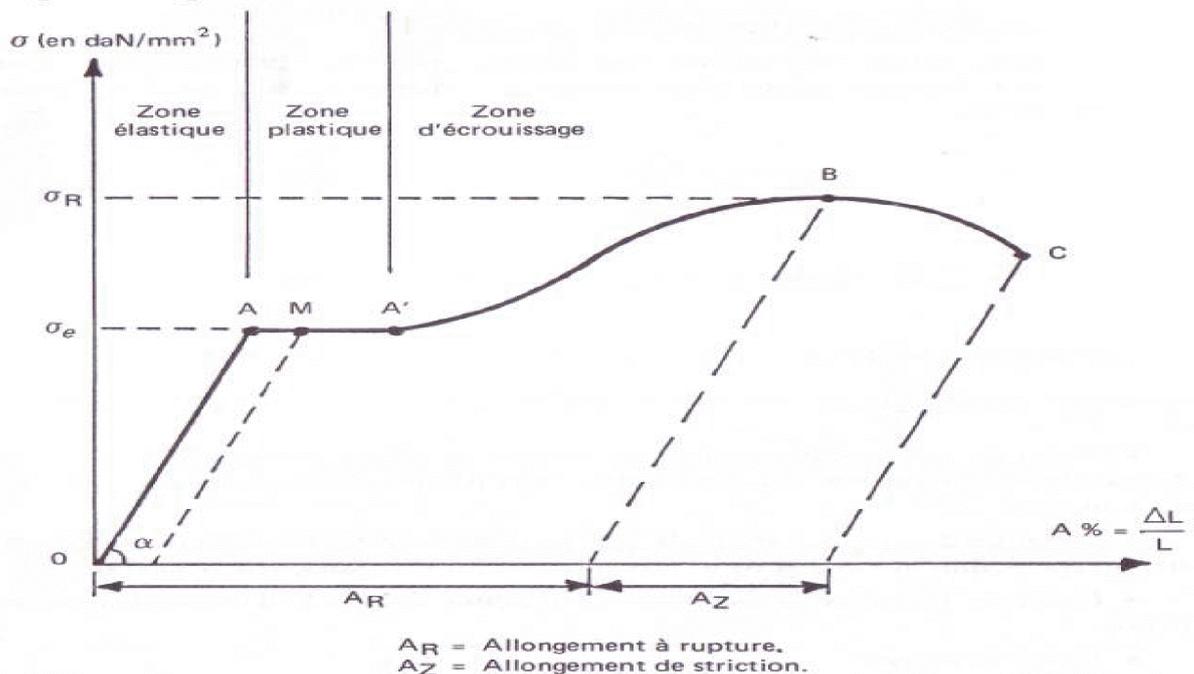


Figure I.5 : diagramme contrainte-déformation :

On sollicite une éprouvette en traction uni-axiale jusqu'à la rupture pour déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier et on déduit le diagramme suivant :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AA' : Domaine de ductilité.

Zone A'B : Domaine de raffermissement.

Zone BC : Domaine de striction

σ_r : résistance à la rupture

σ_e : limite d'élasticité.

I.7.4 Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91)

L'enrobage (C) des armatures permet de maîtriser la durabilité des ouvrages aux phénomènes de corrosion et donc leur durée de service. Ainsi, il est possible de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en les protégeant par une épaisseur suffisante d'un béton compact.

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

CHAPITRE II:

Pré-dimensionnement des éléments

II.Pré-dimensionnement des éléments :

II.1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précédon's au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93).

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Les planchers sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposée selon la petite portée pour réduire la flèche.

Le dimensionnement du plancher est donné par la formule suivante :

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

Avec : L_{\max} : portée de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

h_t : hauteur total du plancher

Le RPA exige : **Min (b, h) ≥ 25cm** en zone II_a on prend : **min = 25cm**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$

Dont : 16 cm : la hauteur du corps creux.

4 cm : c'est la hauteur de la dalle de compression

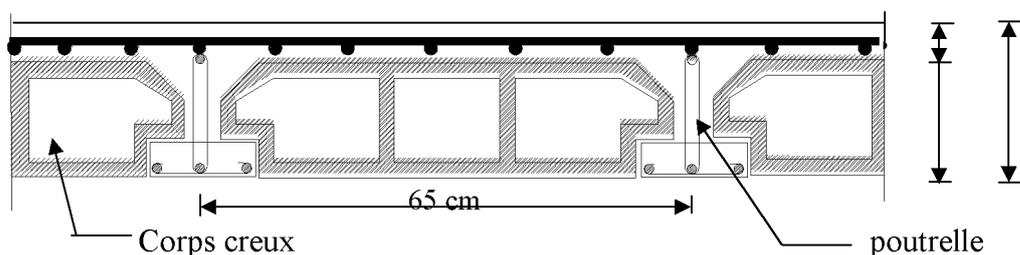


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux, elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments (poteaux).

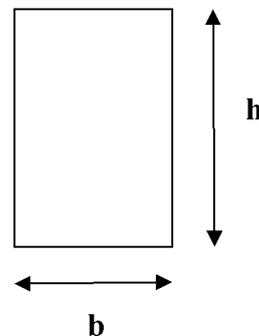
D'après le RPA99 (modifié 2003), le dimensionnement de la section des poutres doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $b/h \leq 4$

Et :

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

$$0.4 \leq b \leq 0.7h$$



Avec: **h** : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : plus grande travée dans le sens considéré

a) Poutres principales :(poutre porteuses)

$$L = 450 - 25 = 425$$

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

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \longrightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

Donc on adopte une section de : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

b) Poutre secondaires :

$$L = 350 - 25 = 325\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 21.66 \leq h \leq 32.5$$

on prend : $h = 35\text{cm}$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

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

Donc on adopte une section de : **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$**

c) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	Ok
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	Ok
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.17	Ok

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA

d) Conclusion :

Poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4 Les voiles :

Épaisseur du voile : $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$

$$h_e = h - e_{plancher}$$

h: hauteur d'étage

e : épaisseur du plancher

➤ RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

On a $e = 20 \text{ cm} > e_{min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

➤ Entres-sols et les étages courants :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On a $e = 20 \text{ cm} > e_{min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité est repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous proposent une section de (45x45).
- Le RPA nous impose une section de $(b_1, h_1) \geq 25$ cm pour la zone IIa.

On prévoit une section de (25x25) selon les conditions du RPA.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2: \text{ contrainte admissible du béton à l'ELS } S = b \times h$$

S : section du poteau

N_s : effort normal de compression à la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

II.5 Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes et surcharges d'exploitation, on se réfère au DTR B.C 2.2

II.5.1 Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

a) Plancher terrasse inaccessible

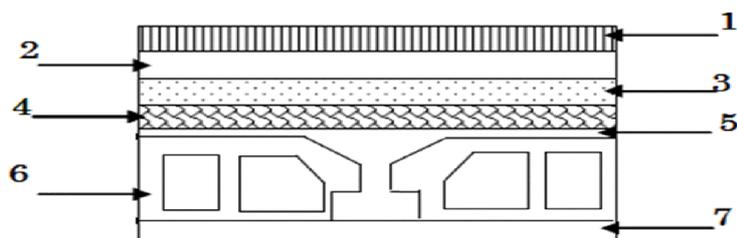


Figure II.2 : coupe du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur	Charge KN/m^2
1. couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. béton en forme de pente	7	1.55
4. feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique	5	0.16
6. plancher en corps creux	(16+4)	0.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
Charges Permanente total G_t		5.84

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente de la terrasse

b) Plancher d'étage courant :

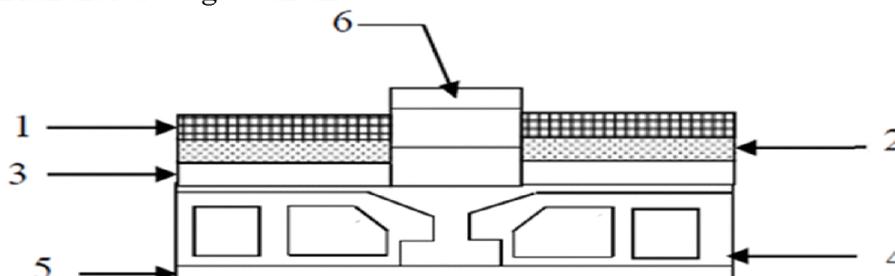


Figure II.3 : plancher d'étage courant

N	Elément	Epaisseur cm	Charge KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	3	0.66
3	Couche de sable	3	0.54
4	Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5	Enduit de plâtre	2	0.2
6	Cloison	10	0.90
Total			5.5

Tableau II.3 valeur de la charge permanente de l'étage courant

c) Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur.

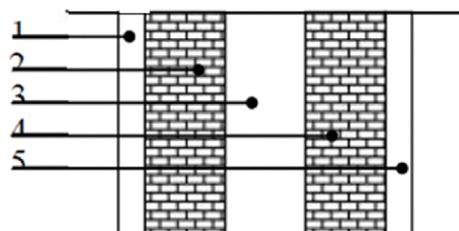


Figure II.4 : coupe verticale d'un mur

N	Elément	Epaisseur cm	Charge KN/m^2
1	Mortier de ciment	2	0.36
2 -4	Brique creuse	2×10	$2 \times 0.9 = 1.8$
3	Lame d'air	5	/
5	Enduit de plâtre	2	0.2
Total			2.36

Tableau II.4: valeur de la charge permanente du mur extérieur

➤ **Mur intérieur :**

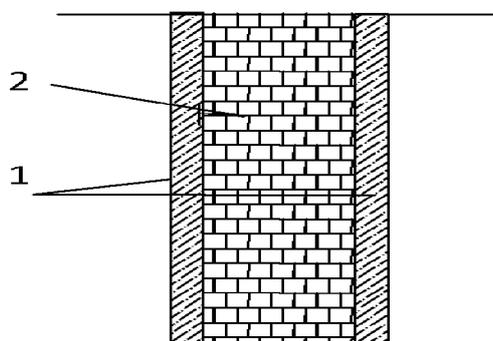


Figure II.5 : coupe vertical d'un mur intérieur

N	Eléments	Epaisseur cm	Charge KN/m^2
1	Enduit de plâtre	2	0.2
2	Brique creuse	10	0.9
1	Enduit de plâtre	2	0.2
Total			1.3

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente d'un mur intérieur

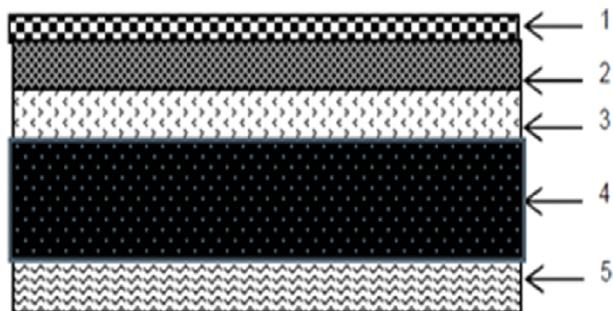
➤ **Dalle pleine :**

Figure II.6 : coupe du plancher en dalle

N	Elément	Épaisseur (cm)	Charges (KN)
1	Revêtement	2	0.4
2	Mortier de pose	3	0.54
3	Couche de sable	3	0.66
4	Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5	Mortier de ciment	2	0.2
			G_t = 5.55

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente de la dalle pleine

➤ **Poutre :**

Poutre principales : $G = (0.3 \times 0.4) \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poutre secondaires : $G = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$

II.5.2 Les surcharges d'exploitations :

- Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :
- Plancher terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant a usage d'habitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher a usage commerciale : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

6 Descente de charge :

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est P

➤ Surface d'influence :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4, \quad S_1 = S_2 = S_3 = S_4$$

$$S = \left(\frac{3.5}{2} - \frac{0.25}{2}\right) \times \left(\frac{4.5}{2} - \frac{0.25}{2}\right) \times 4$$

$$S = 10.13 \text{ m}^2$$

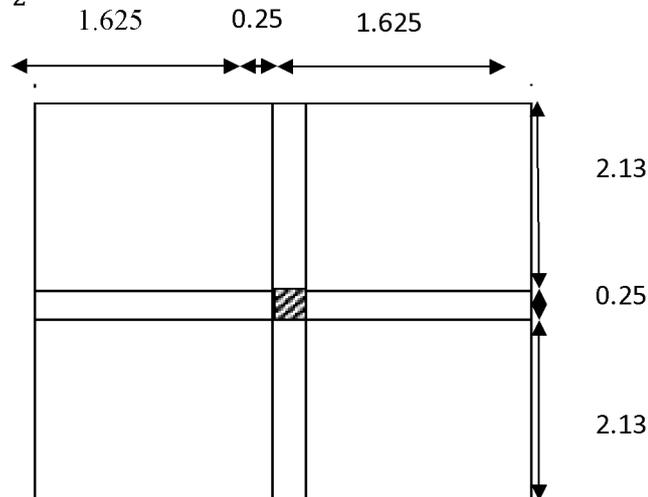


Figure II.7 : localisation du poteau le plus sollicité

➤ Charge permanente revenant à chaque plancher :

Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G_t = 5.5 \text{ KN/m}^2$

Plancher RDC : $G_t = 5.5 \text{ KN/m}^2$

➤ Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 5.84 \times 10.13 \longrightarrow P = 59.16 \text{ KN}$

Plancher étage courant et RDC : $P = 5.5 \times 10.13 \longrightarrow P = 55.72 \text{ KN}$

➤ Poids propre revenant à chaque poutre : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

Poutre principales : $P_p = (0.4 \times 0.3) \times 4.26 \times 25 = 12.78 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $P_s = (0.3 \times 0.35) \times 3.25 \times 25 = 8.53 \text{ KN}$

Donc le poids des poutres :

$$P_{\text{tot}} = P_{pp} + P_{ps} = 12.78 + 8.53 = 21.31 \text{ KN}$$

➤ Poids propre des poteaux :

- Poteaux d'étage courant $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.86 = 4.47 \text{ kN}$
- Poteaux de RDC..... $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.88 = 6.06 \text{ kN}$
- Poteaux du entres- sol..... $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.86 = 4.47 \text{ kN}$

II.7 Loi de dégression des charges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer, loi de dégression des surcharges :

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

Avec :

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

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation pour l'étage « i »

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

II.8 Surcharge d'exploitation :

Q₀ : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 10.13 = 10.13 \text{ KN.}$$

Q₁ à Q₅ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

$$Q_1 = 1.5 \times 10.13 = 15.19 \text{ KN.}$$

Q₆ : surcharges d'exploitations du RDC à usage commercial

$$Q_6 = 5 \times 10.13 = 50.65 \text{ KN.}$$

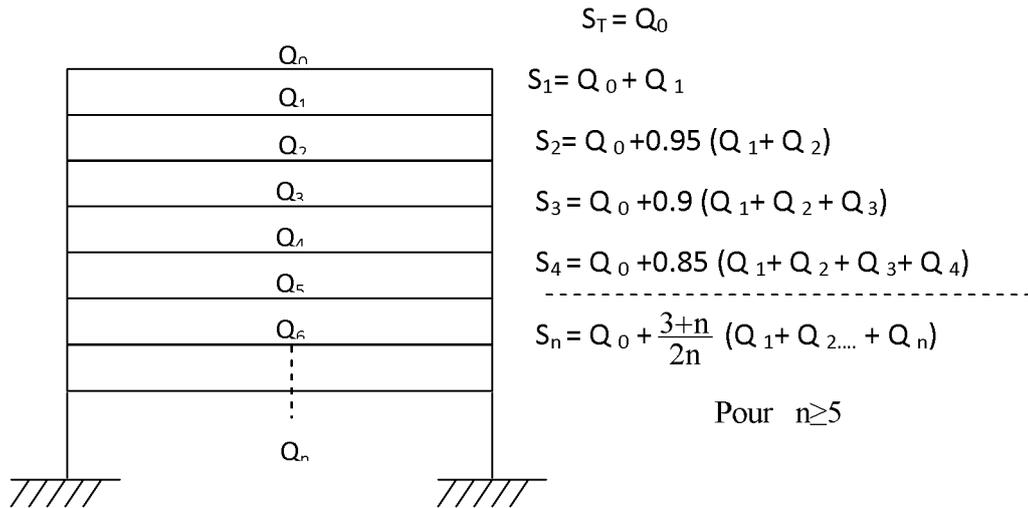
Q₇ à Q₁₀ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

$$Q_7 = 1.5 \times 10.13 = 15.19 \text{ KN.}$$

Q₁₁ : surcharge d'exploitation du RDC à usage commercial

$$Q_{11} = 5 \times 10.13 = 50.65 \text{ KN}$$

Récapitulatif de la dégression des charges:



- $S_T = Q_0 = 10.13\text{KN.}$
- $S_1 = Q_0 + Q_1 = 25.19\text{KN.}$
- $S_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 38.99\text{KN.}$
- $S_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 51.14\text{KN.}$
- $S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 61.78\text{KN.}$
- $S_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 70.89\text{KN.}$
- $S_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 105.01\text{KN.}$
- $S_7 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 110.74\text{KN.}$
- $S_8 = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 118.38\text{KN.}$
- $S_9 = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 125.42\text{KN.}$
- $S_{10} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 131.86\text{KN.}$
- $S_{11} = Q_0 + 0.64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 162.34\text{KN}$

NIV	CHARGES PERMANENTES					CHARGES D'EXPLOITATION		eff. Normal	section	
	Plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N = G _{cum} + Q _{cum}	S ≥ N _s / σ _{bc}	S _{optée} (cm ²)
5	59.16	20.31	/	79.37	79.37	10.13	10.13	89.5	59.66	30×30
4	55.72	20.31	4.47	80.34	79.71	25.19	35.32	115.03	76.69	30×30
3	55.72	20.31	4.47	80.34	160.05	38.99	74.31	234.37	156.25	35×35
2	55.72	20.31	4.47	80.34	240.39	51.14	125.45	365.84	243.89	35×35
1	55.72	20.31	4.4	80.34	320.73	61.78	187.23	507.96	338.64	35×35
RDC	55.72	20.31	6.06	81.99	402.72	70.89	258.12	660.84	440.56	40×40
ES4	55.72	20.31	4.47	80.34	483.06	105.01	363.13	846.19	564.13	40×40
ES3	55.72	20.31	4.47	80.34	563.4	110.74	474.87	1038.27	692.18	40×40
ES2	55.72	20.31	4.47	80.34	643.74	118.38	592.25	1235.99	823.99	45×45
ES1	55.72	20.31	4.47	80.34	728.08	125.42	717.67	1445.75	963.83	45×45
RDC	55.72	20.31	6.06	81.99	806.07	131.86	849.53	1655.6	1103.73	45×45

Tableau II.7 : Récapitulatif de la dégression des charges

II.8 Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes

a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$ en zone II_a.

b) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} =$

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

a) $\text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$

\Rightarrow b) Poteaux RDC R.B : $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 19.4 \text{ cm} .$

Poteaux ES₁, ES₂ : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm} .$

Poteaux ES₃, ES₄ : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm}$

Poteaux RDC R.H : $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 19.4 \text{ cm} .$

Poteaux d'étage 1,2,3 : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm}$

Poteaux d'étage 4,5 : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm}$

\Rightarrow c) Pour RDC Rb, ES₁, ES₂ : $1/4 < b/h = 45/45 < 4$ → Condition vérifiée.

Pour le ES₃ et ES₄ et RDC Rh : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.

Pour l'étage 1 et 2 et 3 : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.

Pour l'étage 4 et 5 : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.

II.9 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du RDC Rb (45×45) cm², $L_0 = 4.08$ m $\Rightarrow \lambda = 21.98 < 50$ condition vérifiée.
- Poteau du ES1, ES2 (45×45) cm² $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 16.49 < 50$ condition vérifiée
- Poteaux du ES3, ES4 (40×40) cm², $L_0 = 3.06$ m $\lambda = 18.55 < 50$ condition vérifiée
- Poteau du RDC Rh (40×40) cm², $L_0 = 4.08$ m $\Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ condition vérifiée
- Poteau du 1, 2,3eme étages (35×35) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$ condition vérifiée
- Poteaux du 4 et 5^{eme} étages (30×30) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ condition vérifiée

II.10 Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments

III.1 Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers, les escaliers.

III.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse elle soumise à : son poids propre (G) et un moment du à la force horizontale (Q) donc sera calculée à la flexion composée.

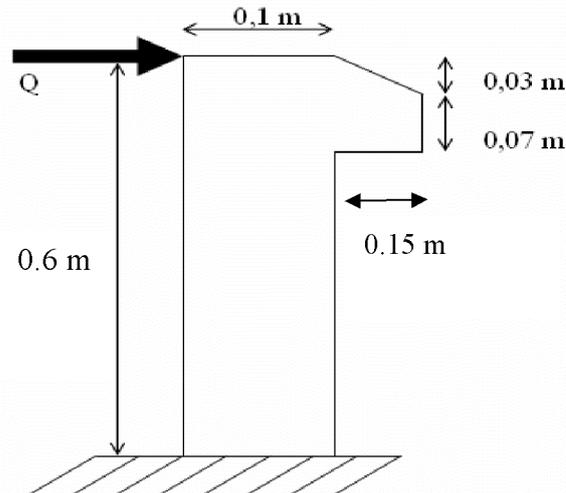


Figure III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.2.1 Evaluation des charges :

$$G_1 = S \times \gamma_b$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,15 \times 0,07 + \frac{0,15 \times 0,03}{2} = 0,0727 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,0727 = 1,82 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère.

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,57 = 0,63 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = G_1 + G_2 = 2,45 \text{ KN/ml}$$

III.2.2 Exigence des règles RPA99 :

Le RPA exige et impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de la structure secondaires :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone

C_p : Facteur de force horizontale

W_p : Poids de l'élément secondaire

Alors, le calcul se fait en flexion composée

III.2.3 Calcul de la force horizontale :

$$A = 0,1 \text{ (zone 1, Groupe d'usage 2)}$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2.45 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,78 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = Q \approx 1 \text{ KN}$$

III.2.4 Sollicitations de calcul :

➤ L'E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.45 \times 1 \text{ ml} = 3.31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

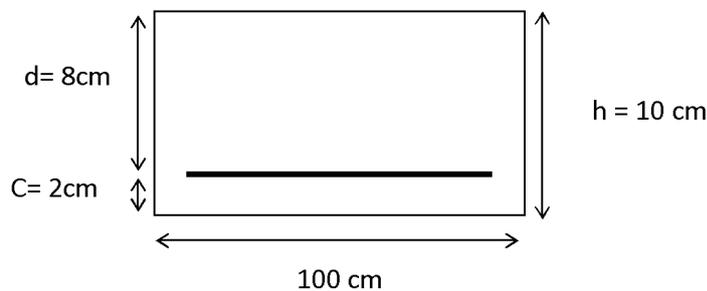
➤ L'E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = G \times 1\text{ml} = 2.45 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

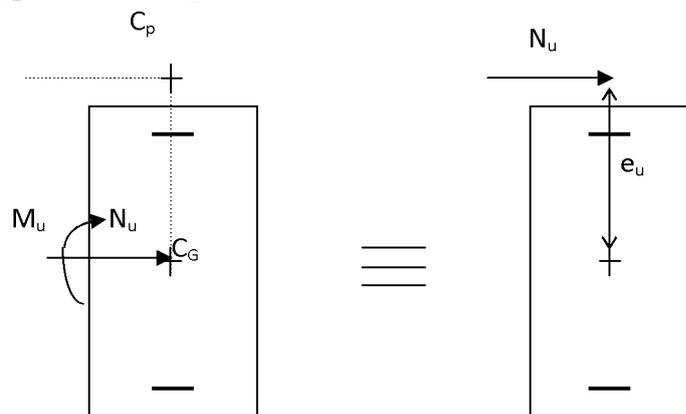
III.2.5 Ferrailage à l'E.L.U :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.



a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3.31} = 0,27 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

b) Armatures principales :

➤ La section des armatures fictives (en flexion simple)

$M_f = N_u a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 27 + 3 = 30 \text{ cm.}$$

$$M_f = 3.31 \times 0.3 = 0.99 \text{ KN m.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.99 \times 1000}{80^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.99 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

➤ **La section des armatures réelles** (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.36 - \frac{3.31 \times 10}{348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

III.2.6 Les vérifications :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité** (Art A-4.2.1/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.45} = 24 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{24 - 0.445 \times 8}{24 - 0.185 \times 8} \right] = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures principales A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 5 \text{ HA8/ml} = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ répartie sur } 60\text{cm de hauteur.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{800} = 0.0018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 7.54} = 0.28 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7 Espacement des barres

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.2.8 Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25 \text{ cm}$$

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

III.2.9 Ferrailage à L'ELS :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 2.45 \text{ KN.} ; e_s = \frac{M_s}{N_s} = 24 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 4 \text{ cm.} \quad e_s = 24 \text{ cm} > e_0 = 4 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

III.2.9.1 La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 2.45 \times (24 + 3) \times 10^{-2} = 0.66 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.66 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.00726 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.00726 \Rightarrow \beta_1 = 0.870 \Rightarrow K_1 = 23.39 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/23.17 = 0.043.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.66 \times 10^3}{0.869 \times 8 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

III.2.9.2 La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.47 - \frac{2.45 \times 10}{201.63} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

III.2.9.3 Les vérifications :

➤ Vérification de contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0.04 \times 201.63 = 8.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0.6 \times 10}{0.35 \times 8 \times 0.9} = 2.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

III.2.10 Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 5 HA8/ml = 3.93 cm² avec $S_t = 20$ cm

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec $S_t = 25$ cm

Vérification de l'acrotère au séisme

(Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 0.78 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

III.3 Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

III.3.1 Pré dimensionnement de la poutre :

➤ La hauteur

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 21.66 \leq h \leq 32.5$$

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

➤ La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

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

Donc on adopte une section de : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifiée 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

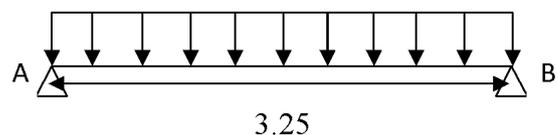


Figure III.3.1 : schéma statique d'une poutre

III.3.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :	$25 \times 0,25 \times 0,40 = 2.5 \text{ KN/ml}$
Poids du mur (double cloison) :	$2,36(3.06 - 0.2) = 6.75 \text{ KN/ml}$
Le poids du plancher :	$5,5(0,65/2) = 1,79 \text{ KN/ml}$
La charge d'exploitation Q :	$1,5(0,65/2) = 0,50 \text{ KN/ml}$

III.3.3 Combinaison de charges :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times 11.04 + 1.5 \times 0.5 = 15.65 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = 11.04 + 0.5 = 11.54 \text{ KN/ml}$

III.3.4 Etude de la poutre de chaînage a l'E.L.U :

a) Les efforts internes :

➤ Le moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.65 \times 3.25^2}{8} = 20.66 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.65 \times 3.25}{2} = 25.43 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 20.66 = -6.2 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 20.66 = 17.43 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

$q_u = 15.65 \text{ KN/ml}$

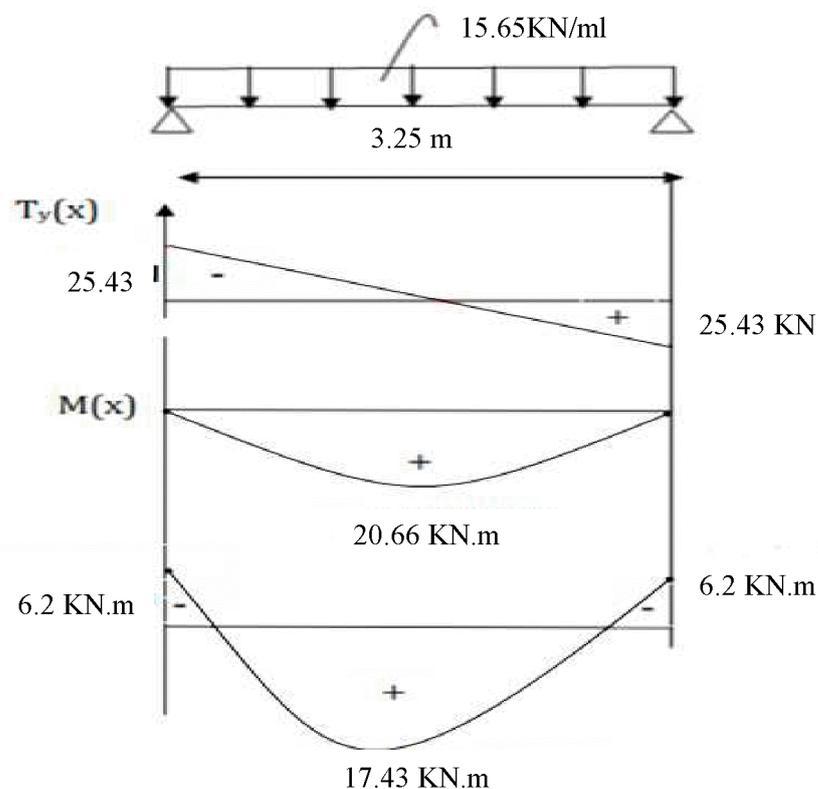


Figure III .3.2 : diagramme des efforts internes à l'E.L.U

b) Le ferrailage à l'ELU :**➤ Aux appuis :**

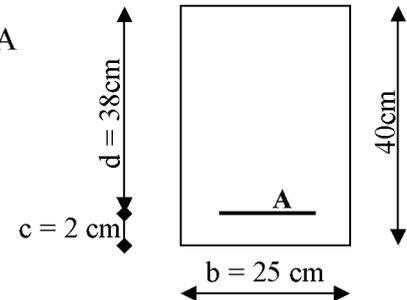
$$M_{au} = 6.2 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.2 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0.012 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6.2 \times 10^6}{0.994 \times 380 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

**➤ En travée :**

$$M_{tu} = 17.56 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.56 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0,034 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{17.56 \times 10^6}{0.983 \times 380 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

c) Les vérifications à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{25,43 \cdot 10^3}{0,9 \times 380 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**• L'influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u\max} \leq 0,44 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,44 \times 38 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 25 = 627 \text{ KN.}$$

$T_{u\max} = 25.43 \text{ KN} < 627 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

• **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(25.43 \times 10^3 + \frac{6.2 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right) = 1.25 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{25.43 \times 10^3}{250 \times 380} = 0,26 \text{ MP}$$

$\tau_u = 0,26 \text{ MP} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \Rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

« l_s » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} .$$

d) Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :

➤ **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{40}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10} \right) \longrightarrow \Phi \leq \text{Min} (1.14 ; 1.2 ; 2.5) \text{ cm}.$$

$$\Phi \leq 11.4 \text{ mm} \longrightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8 \text{ mm}$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9.d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 38 ; 40) = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 34.2 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_i; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min\{10; 14,4; 30\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

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

➤ **La quantité d'armatures :**

Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ éterier}) = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) **Les différents calculs à l'ELS :**

➤ **Calcul des efforts internes :**

• **Le moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.54 \times 3.25^2}{8} = 15.24 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.54 \times 3.25}{2} = 18.75 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 15.24 = -4.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 15.24 = 12.95 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

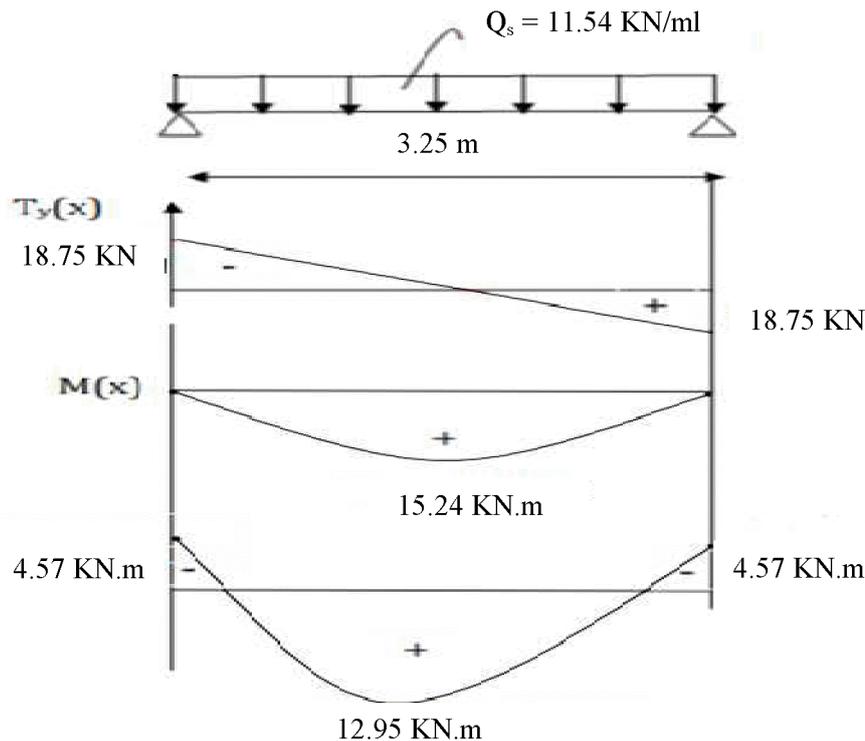


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts internes à l'E.L.S

f) Les différentes vérifications à l'E.L.S :

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

• Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 ; \beta_1 = 0,907 ; k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{4,57 \times 10^6}{0,907 \times 380 \times 3,39 \times 10^2} = 39,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{39,11}{38,76} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 ; \beta_1 = 0,907 ; k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{12,95 \times 10^6}{0,907 \times 380 \times 3,39 \times 10^2} = 110,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{110,84}{38,76} = 2,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6.**

Avant s'opter à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,109 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{11,85}{10 \times 13,95} = 0,0849 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- **En travée :** 3HA12=3.39cm²

- **Aux appuis :** 3HA12 = 3.39 cm²

- **Les cadres :** Ø 8

Avec un espacement de : S_t = 7cm en zone nodale et de S_t = 15 cm en zone courante.

III.4 Calcul des balcons:

III.4.1 Introduction :

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastré à une extrémité, réalisé en dalle pleine et coulé sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

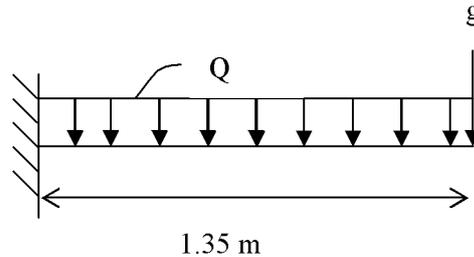


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique

III.4.2 dimensionnement des balcons :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = L/10 \quad e_p = \frac{1.35}{10} = 0.135 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 15 \text{ cm}$

III.4.3 Détermination des charges et surcharge du balcon :

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

- **Charge permanente** : charge due à la dalle en béton armé (déterminé dans le chapitre II)
 $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$
- **surcharge d'exploitation** : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- **Charge concentrée** : $g = 1.62 \text{ KN/m}^2$

Elément	Charge permanente	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p = 0.1 \text{ m}$)	9×0.1	0.9
Enduit de ciment ($e_p = 2 \text{ cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
g		1.62

Tableau III.4.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

III.4.4 Combinaison de charge :**a) A L'ELU :**➤ **La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u1} = 12.74 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde corps :**

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 1.62) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

b) A L'ELS :➤ **La dalle**

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.55 + 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{s1} = 9.05 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde corps**

$$q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/m}$$

III.4.5 Calcul des moments de l'encastrement :➤ **Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :**

$$M_{U1} = q_u \frac{l^2}{2} = 12.74 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$M_{U1} = 11.60 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :**

$$M_{U2} = q_u \times l = 2.19 \times 1.35$$

$$M_{U2} = 2.95 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.60 + 2.95 = 14.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 14.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments fléchissant :**• **Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :**

$$M_{qs1} = q_{s1} \frac{l^2}{2} = 9.05 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$M_{qs1} = 8.24 \text{ KN.m}$$

• **Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.35 = 2.187 \text{ KN.m}$$

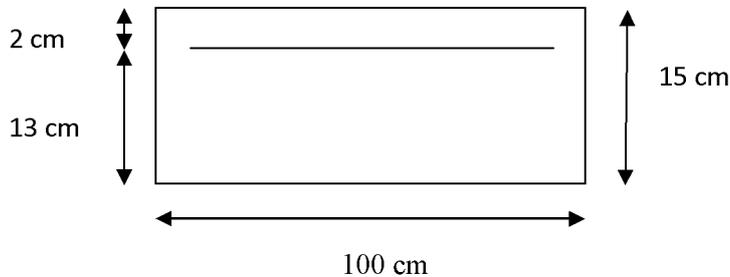
• **Le moment total agissant aura la valeur :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8.24 + 2.187 = 10.427 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Ferrailage :**➤ Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0606 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires



$$\mu = 0.0606 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.55 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm² Avec un espacement S_t = 25cm

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.4.7 Vérifications à l'ELU :**➤ Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$V_u = q_{u1} + G_1 = 12.74 \times 1.35 + 1.62 = 18.81 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18.81 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.07} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{18.81 \times 10}{100 \times 13} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

III.4.8 Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture de la fissure :

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

➤ **Etat limite de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.79 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{37.79} = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.427 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 212.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.026 \times 212.41 = 5.52 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y'a pas de fissuration dans le béton

Comprimée.

• **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}. \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm}$.

III.4.9 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{10.427}{10(14.55)} = 0.071 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

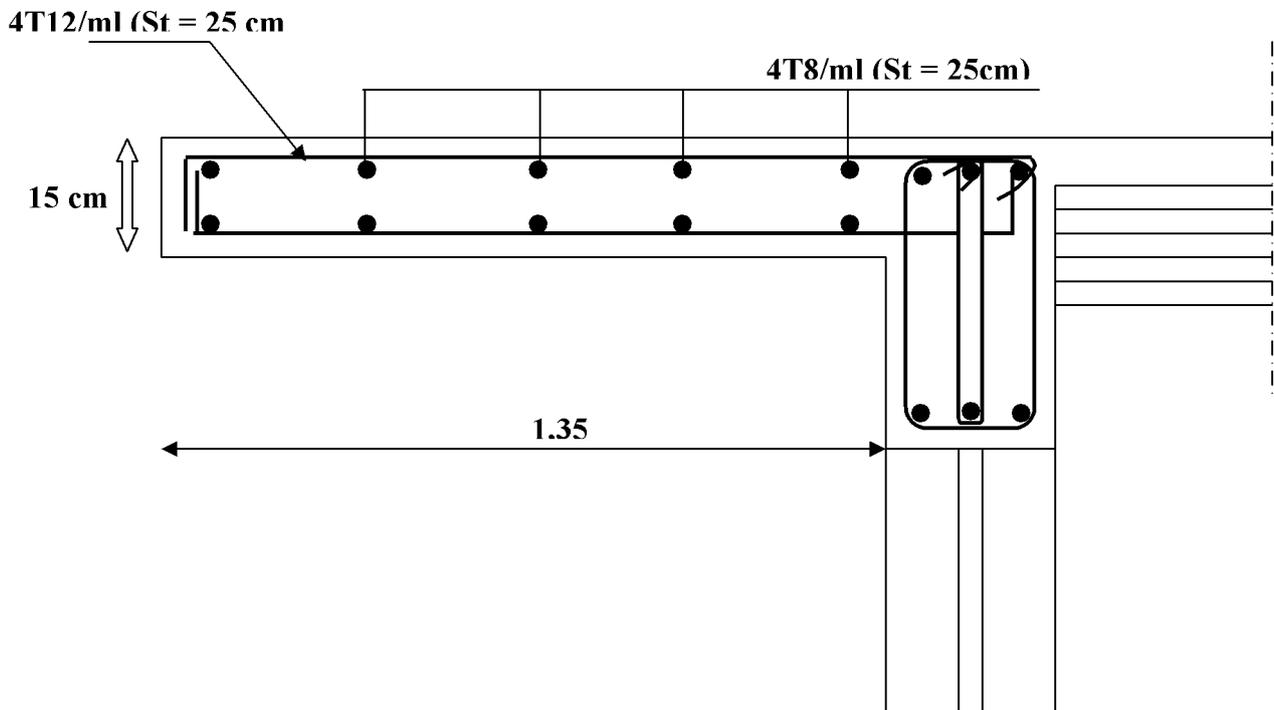


Figure III.4.2 : Ferrailage du balcon

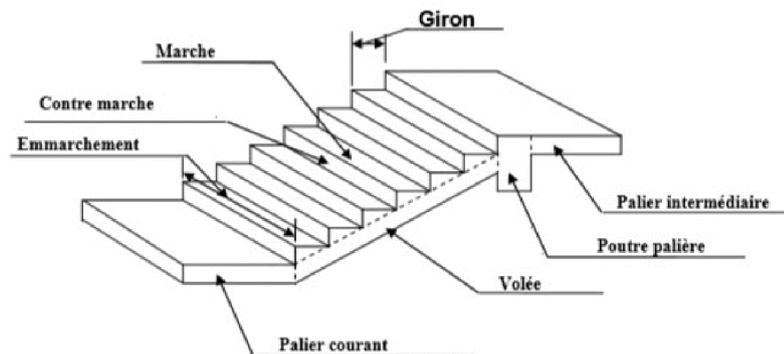
III.5 Les escaliers :

III.5.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Ils sont soumis à leur poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et de paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

III.5.2 Terminologie



- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la Contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :
 $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers Consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- **g** : Largeur de la marche.
- **h** : Hauteur de la contre marche.
- **e** : épaisseur de la paillasse et de palier.
- **H** : hauteur de la volée.
- **l** : portée de la paillasse.
- **L₂** : largeur du palier.
- **L₁** : longueur de la paillasse projetée.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

L'escalier du RDC est à trois volées et deux paliers intermédiaires, et les escaliers des autres niveaux, ils ont deux volées et un palier intermédiaire.

III.5.3 Calcul des escaliers du RDC :

1) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

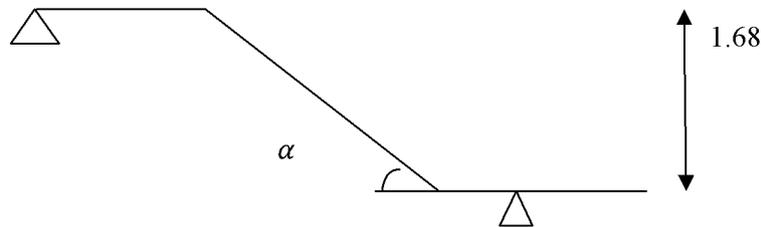


Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier

➤ Le nombre de contremarches « n » :

$$H = 1.68 \text{ m} ; h = 17 \text{ cm} ; \text{ donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{1.68}{0.17} = 9 \text{ contres marches}$$

➤ Le nombre de marches « m »

$$m = 9 \text{ marches}$$

➤ Le giron :

$$g = \frac{296}{9} = 33 \text{ cm}$$

$$g = \frac{l}{m}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$

• Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 67 \text{ cm} \longrightarrow 59 \text{ cm} \leq 67 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ Dimension de la paillasse :

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

$$\frac{1}{30} \leq e_p \leq \frac{1}{20}$$

➤ Angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.568 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$H = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.96}{\cos 29.57} = 3.40 \text{ m}$$

➤ Longueur réelle de la paillasse :

• Volée :

$$L = L_1 + L_2 + L_3 \quad \text{donc} \quad L = 1.2 + 3.4 + 1.59 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{1}{30} \leq e_p \leq \frac{1}{20} \longrightarrow 20 \leq e_p \leq 30$$

On adopte pour une paillasse d'une épaisseur de : $e_p = 20$ cm

2) Détermination des charges et surcharges :

➤ Charge permanentes :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Enduit de ciment	$22 \times 0.02 = 0.44$
Charge totale G_t	1.32

Tableau III.5.1 : Poids de revêtement

➤ Palier :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en béton armée	$25 \times 0.20 = 5$
Poids des revêtements (sable+carrelage+mortier+enduit)	1.32
G_{tot}	6.32

Tableau III.5.2 : Charge permanente du palier

➤ Volée :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre du paillasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos a} = 5.75$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements + garde de corps (sable + carrelage + mortier + enduit)	$1.32 + 0.2 = 1.52$
G_{tot}	9.4

Tableau III.5.3 : charge permanente de la volée

➤ Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

➤ Combinaison de charge :

$$\text{Palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.32 + 1.5 \times 2.5 = 12.28 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.4 + 1.5 \times 2.5 = 16.44 \text{ KN/ml.}$$

3) Calcul des efforts interne à L'ELU :

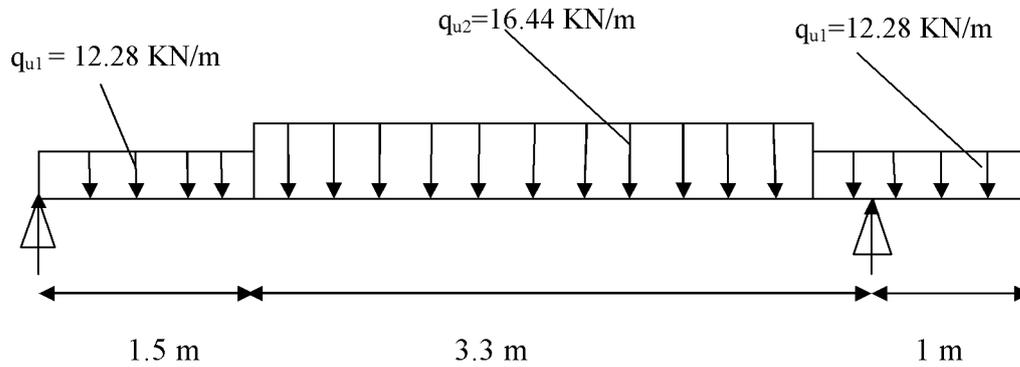


Figure III.5.3: Schéma de chargement à l'ELU.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_X = 0$$

$$\Sigma F_Y = 0$$

$$R_A + R_B = 12.28 \times 1.5 + 16.44 \times 2.71 + 12.28 \times 1.59 = 82.5 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_A = 33.6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 48.9 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 1.5$	$-33.6 + 12.28 x$	0	-33.6
		1.5	-15.18
$1.5 \leq x \leq 4.21$	$-39.84 + 16.44 x$	1.5	-15.18
		4.21	29.81
$0 \leq x \leq 1$	$-12.28 x$	0	0
		1	-12.28
$1 \leq x \leq 1.59$	$48.9 - 12.28x$	1	36.62
		1.59	-29.8

Tableau III.5.4 : les efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$33.6 x - 12.28 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	36.6
$1.5 \leq x \leq 4.21$	$15.18x + 13.81 - 8.22(x - 1.5)^2$	1.5	36.58
		4.21	17.34
$0 \leq x \leq 1$	$-12.28 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1	-6.7
$1 \leq x \leq 1.59$	$29.38x - 33.28 - 8.22(x - 1.59)^2$	1	-6.76
		1.59	17.3

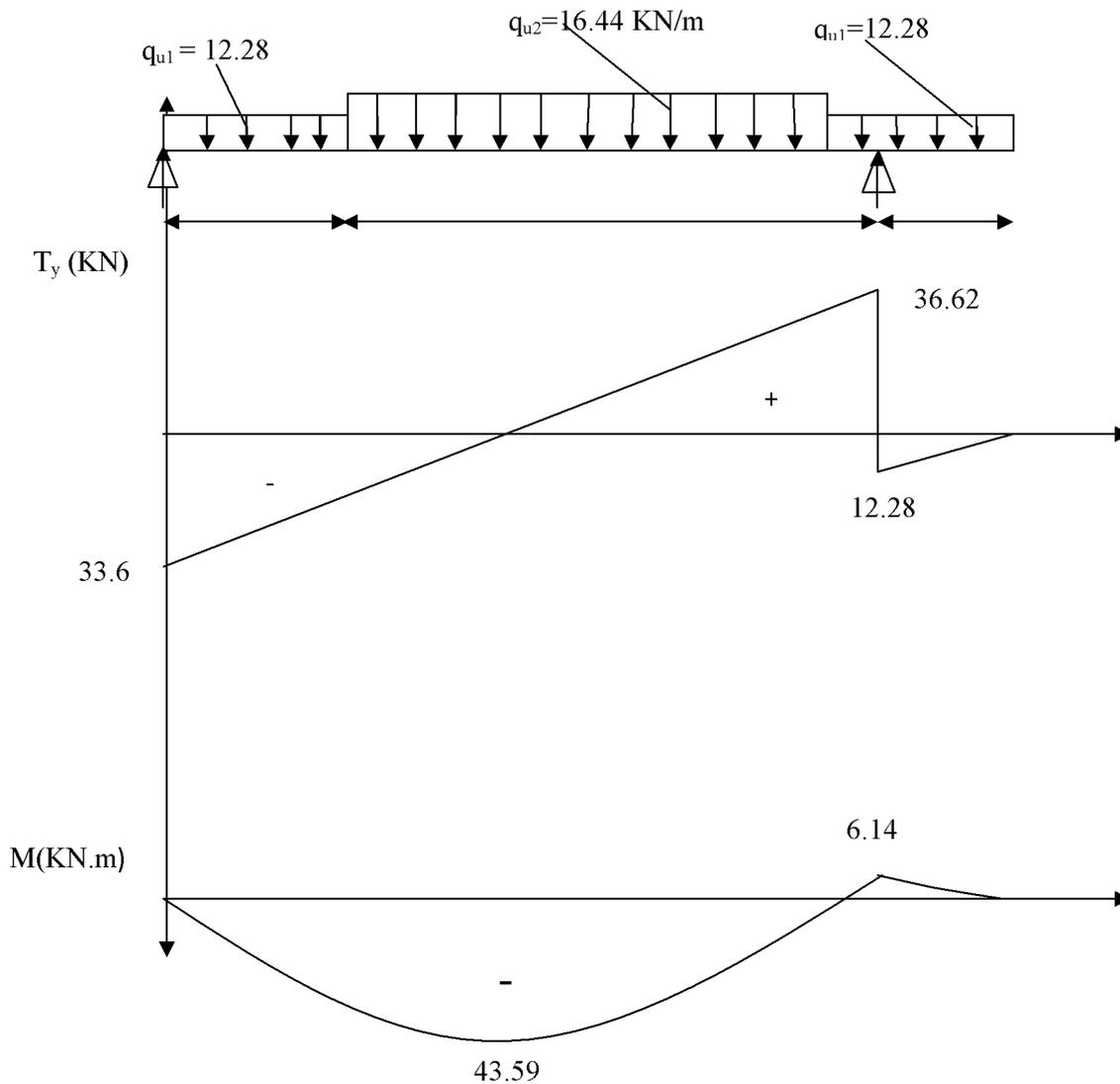


Figure III.5.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU

Le moment $M(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.42$ m d'où $M_{\max} = 43.58$ KNm

$M_{\max} = 43.58$ KNm

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_{\max} = -13.07$ KNm

En travée : $M_t = 0.85 M_{\max} = 37.04$ KNm

4) Ferrailage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de **1 mètre**.

$b = 100$ cm $c = 2$ cm $d = 18$ cm

➤ Aux appuis :

• Armatures principales :

$M_u = -13.07$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.07 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.03$$

$\mu_b = 0.03 < 0.392$ → SSA → Tableau $\beta = 0.985$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.07 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\longrightarrow A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $s_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\longrightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.04 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0.07 < 0.392 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.964$$

- **Armatures principales :**

$$A_{tp} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.04 \times 10^3}{0.964 \times 18 \times 348}$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\longrightarrow A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\longrightarrow A_{tr} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

III.5.4 Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 Modifier 99).**

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

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{min}$

- **Calcul de la section minimale**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{\text{adopte}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$A_{\text{adopte}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

• **Armatures principale :** $s_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{En travées : } s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :** $s_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } s_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{En travées : } s_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_{\max} = 36.62 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{36.62}{1000 \times 180} = 2.03 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).**

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \Sigma U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.62 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.28 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99) :**

$$A = \left(T_U + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(36.62 + \frac{-13.07 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.004$$

$$A_u = 5.65 > -0.12 \text{ condition vérifiée}$$

- **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

$$\frac{2T_{\max}}{0.9 b \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} \times b \times d}{2 \gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b \times d}{\gamma_b}$$

$$0.36 \frac{f_{c28} b \times d}{\gamma_b} = 0.36 \frac{25 \times 10^4 \times 18}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 36.62 \text{ KN} < 1080 \text{ KN condition vérifiée}$$

- **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).**

$$L_s = \frac{\phi_{f_e}}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paliasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers **HA**:

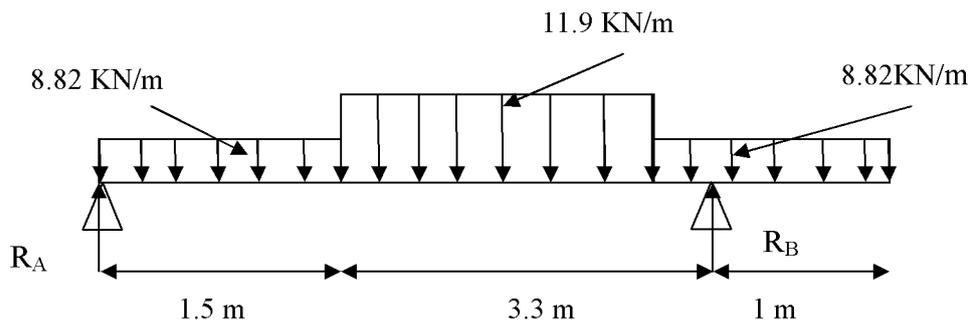
$$L_{ad} = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

III.5.5 Calcul des moments et des efforts tranchant à ELS :

- **Combinaison de charge :**

$$\text{Le palier : } q_{s1} = (6.32 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{s2} = (9.4 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.9 \text{ KN/ml}$$



- **calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \quad R_A + R_B = 59.5 \\ \sum M/A = 0 & \quad R_B = 35.5 \text{ KN} \quad R_A = 24 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Effort tranchant :**

Tronçon	Expression	x(m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$	$-24+8.82x$	0	-24
		1.5	-10.77
$1.5 \leq x \leq 4.21$	$-28.62 + 11.9x$	1.5	-10.77
		4.21	-21.48
$0 \leq x \leq 1$	$-8.82x$	0	0
		1	-8.82
$1 \leq x \leq 1.59$	$38.58-11.9x$	1	26.68
		1.59	-21.4

- Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression	x(m)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$24x - 8.82\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	26.08
$1.5 \leq x \leq 4.21$	$10.77x + 9.92-5.95(x-1.5)^2$	1.5	26.07
		4.21	11.56
$0 \leq x \leq 1$	$-8.82\frac{x^2}{2}$	0	0
		1	-4.41
$1 \leq x \leq 1.59$	$-8.82\frac{x^2}{2} + 35.5(x - 1)$	1	-4.41
		1.59	11.5

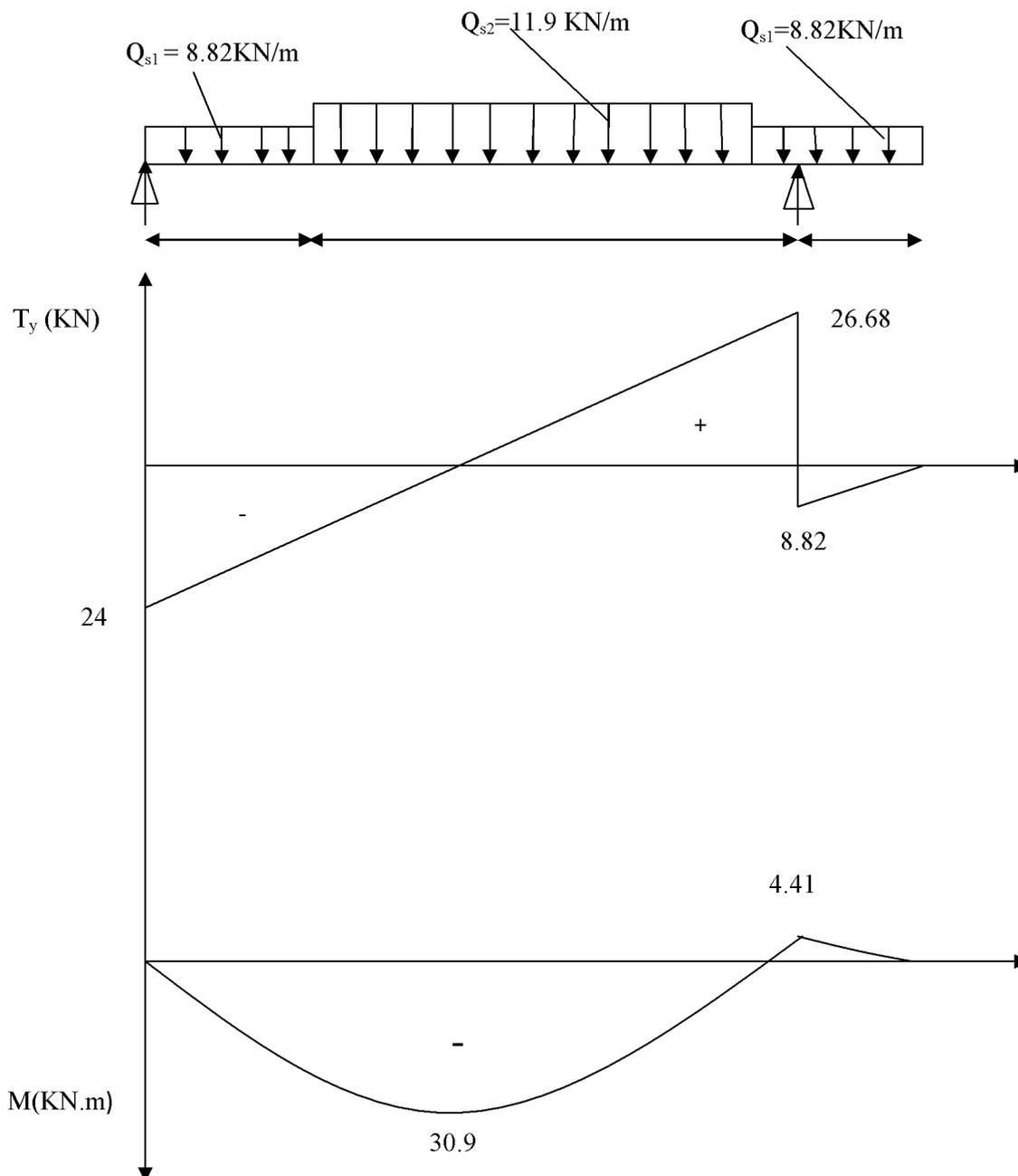


Figure III.5.5 : diagramme des efforts internes à l'ELS

Le moment M est maximal pour $T = 0$

$$T = 0 \longrightarrow 28.62 - 11.9x = 0 \longrightarrow x = 2.4 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 30.9 \text{ KN.m} = M_0$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{sa} = -M_s^{\max} \times 0,3 = -30.9 \times 0,3 = -9.27 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{st} = M_s^{\max} \times 0.85 = 30.9 \times 0,85 = 26.26 \text{ KN.m}$

-

III.5.6 Vérification à l'E.L.S :**➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

• En travée :

$$M_{tser} = 26.26 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.3$$

$$\rho_1 = 0,3 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 ; K_1 = 42.47.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{26.26 \times 10^6}{5.65 \times 10^2 \times 0,914 \times 180} = 282.5 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{282.5}{42.47} = 6.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :**Appui B :**

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = -4.41 \text{KN.m} \\ A_u = 5.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.30 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 43.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.41 \times 10^3}{0.913 \times 18 \times 5.65} = 47.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{47.49}{43.47} = 1.09 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appui A:

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 0 \text{KN.m} \\ A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.31$$

$$\rho_1 = 0.314 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 0 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

III.5.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{580} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{580} = 0,034 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.72}{10 \times 22.03} = 0,08 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

• Calcul de la flèche :

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

Avec :

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

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée

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

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

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 \quad S_{xx} = 21525.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t \times d = 100 \times 18 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100(10.33^3 + 9.67^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2 = 7187.2 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11900 \times 5.8^4}{10818.86 \times 7187.2 \times 10^{-2}} = 0.0022 \text{ cm} \langle \bar{f} = 1.16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

III.6 La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

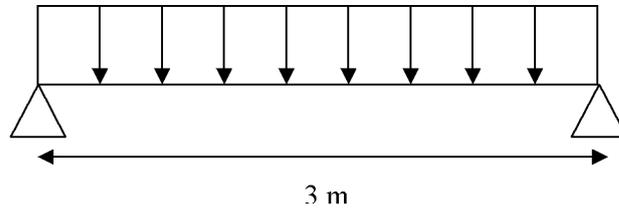


Figure III.6.1 : schéma statique de la poutre palière

III.6.1 Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur** : la hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

L: portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \text{donc} \quad 20 \leq h \leq 30$$

Mais selon le RPA 99 modifié en 2003 (Art A.7.5) exige une valeur minimale pour la hauteur qui est de 30 cm donc

On prend $h = 30$ cm

➤ **Largeur** : la largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \text{donc} \quad 12 \leq b \leq 21$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{L}{15} = \frac{30}{15} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right.$$

on prend $b = 25$ cm

Donc la poutre aura pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III.6.2 Détermination des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_t = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3 Réactions de la poutre : on prend le cas le plus défavorable

$$\text{ELU} : R_B = 48.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : R_B = 35.5 \text{ KN/ml}$$

III.6.4 Combinaison de charge :

Poids propre de la poutre à l'ELU : $1.35 G = 1.35 \times 1.875 = 2.531 \text{KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L}$$

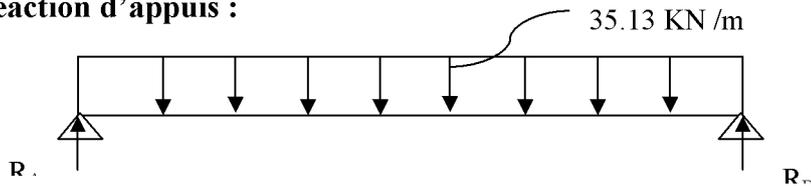
$$q_u = 2.53 + \frac{2 \times 48.9}{3.00} = 35.131 \text{KN/ml} \longrightarrow q_u = 35.13 \text{KN/ml}$$

$$q_u = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 1.875 + \frac{2 \times 48.9}{3.00} = 34.475 \text{KN/ml} \longrightarrow q_s = 34.47 \text{KN/ml}$$

III.6.5 Calcul à l'ELU

➤ **Réaction d'appuis :**



$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 \quad R_A + R_B &= 35.13 \times 3.00 = 105.39 \text{KN} \\ R_B &= 52.695 \text{KN} \\ R_A &= 52.695 \text{KN} \end{aligned}$$

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

Moment en travée = $0.85 \times M_0$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0$

• **Calcul de M_0**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{35.13 \times 3.00^2}{8} = 39.52 \text{KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{35.13 \times 3.00}{2} = 52.695 \text{KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 39.52 = 33.59 \text{KN.m}$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 39.52 = -11.85 \text{KN.m}$

Les résultats sont mentionnés dans le diagramme suivant :

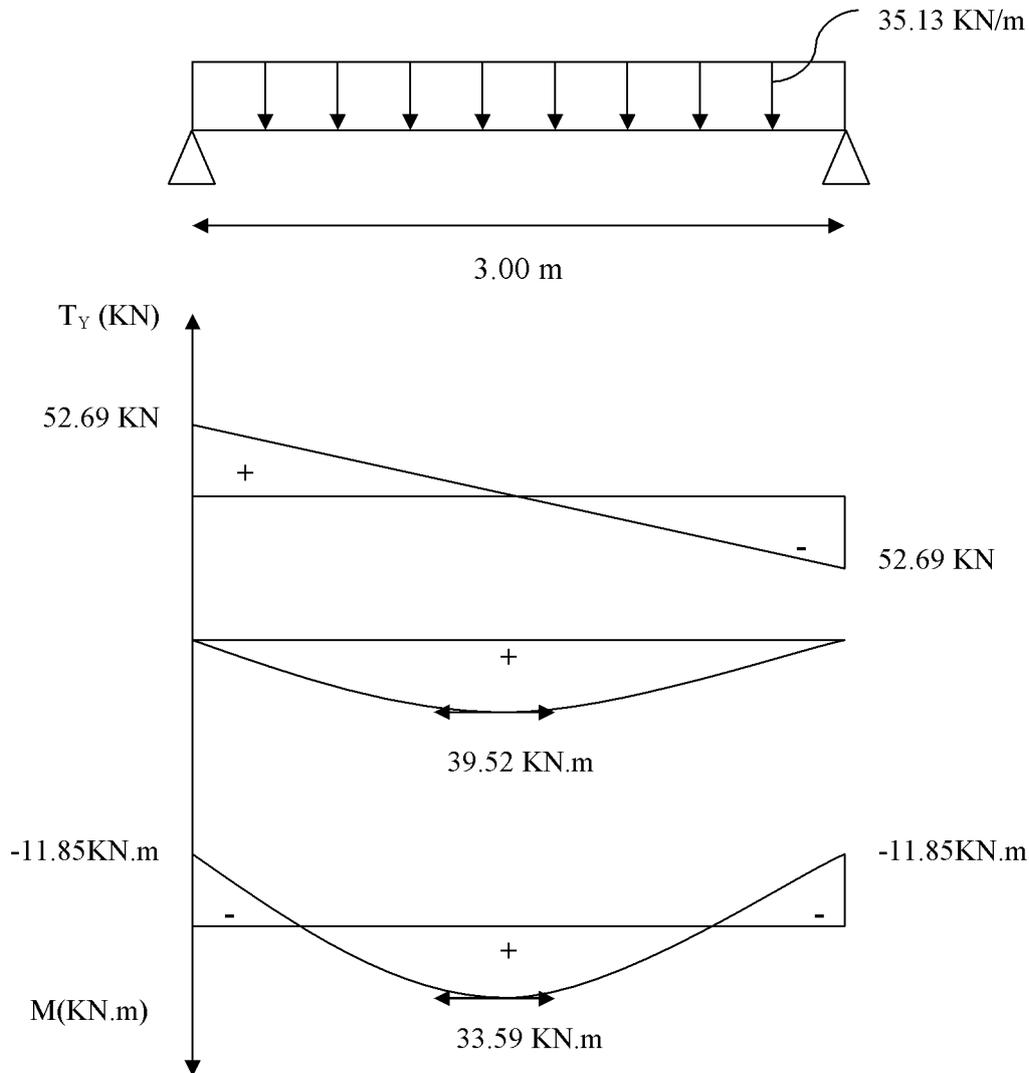


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.6.6 Ferrailage :

➤ En appuis :

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

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.85 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.042$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.85 \times 1000}{0.979 \times 28 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

On prend : $3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

➤ En travée :

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

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.59 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.120$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.120 \longrightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.59 \times 1000}{0.936 \times 28 \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14 = 4.62 cm²**

III.6.7 Les vérifications :

a) Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec : } T_u = 52.695 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52695}{250 \times 280} = 0.752 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.752 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$52.695 < 420 \longrightarrow \text{CV}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié)

$$A_a = 2.34 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(52.695 + \frac{-11.85}{0.9 \times 0.28} \right) = 0.016 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

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

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i}$$

avec : $\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{52.695 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 2.219 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.219 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ condition vérifiée

(Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales)

III.6.8 longueur de scellement :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \varnothing = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.84} = 35.21$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s$

$$L_1 = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.084 \text{ cm}$$

III.6.9 Armature transversale :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing \right\} \rightarrow \varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{25}{10} \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et étrier HA8

III.6.10 Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ Aux appuis (zone nodale) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \varnothing 12 \right) = \min (7.5; 12 \times 1) = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 6 \text{ cm}$

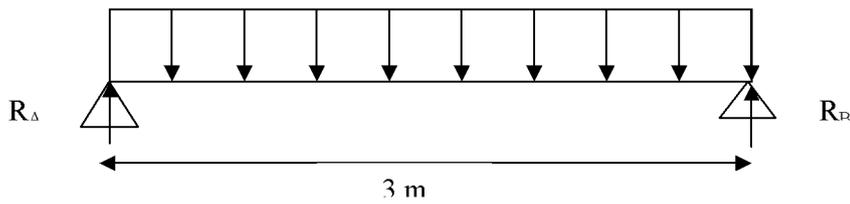
➤ En travée courante (zone courante)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

$S_t = 15\text{cm}$

III.6.11 Calcul à L'ELS :

➤ Réaction d'appuis



$$\Sigma F_Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 34.47 \times 3 = 103.41 \text{ KN}$$

$$R_B = 51.705 \text{ KN}$$

$$R_A = 51.705 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Moment en travée = $0.85 \times M_0$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0$

• Calcul de M_0 :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{34.47 \times 3^2}{8} = 38.77 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{34.47 \times 3}{2} = 51.705 \text{ KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 38.77 = 32.954$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 38.77 = -11.6$

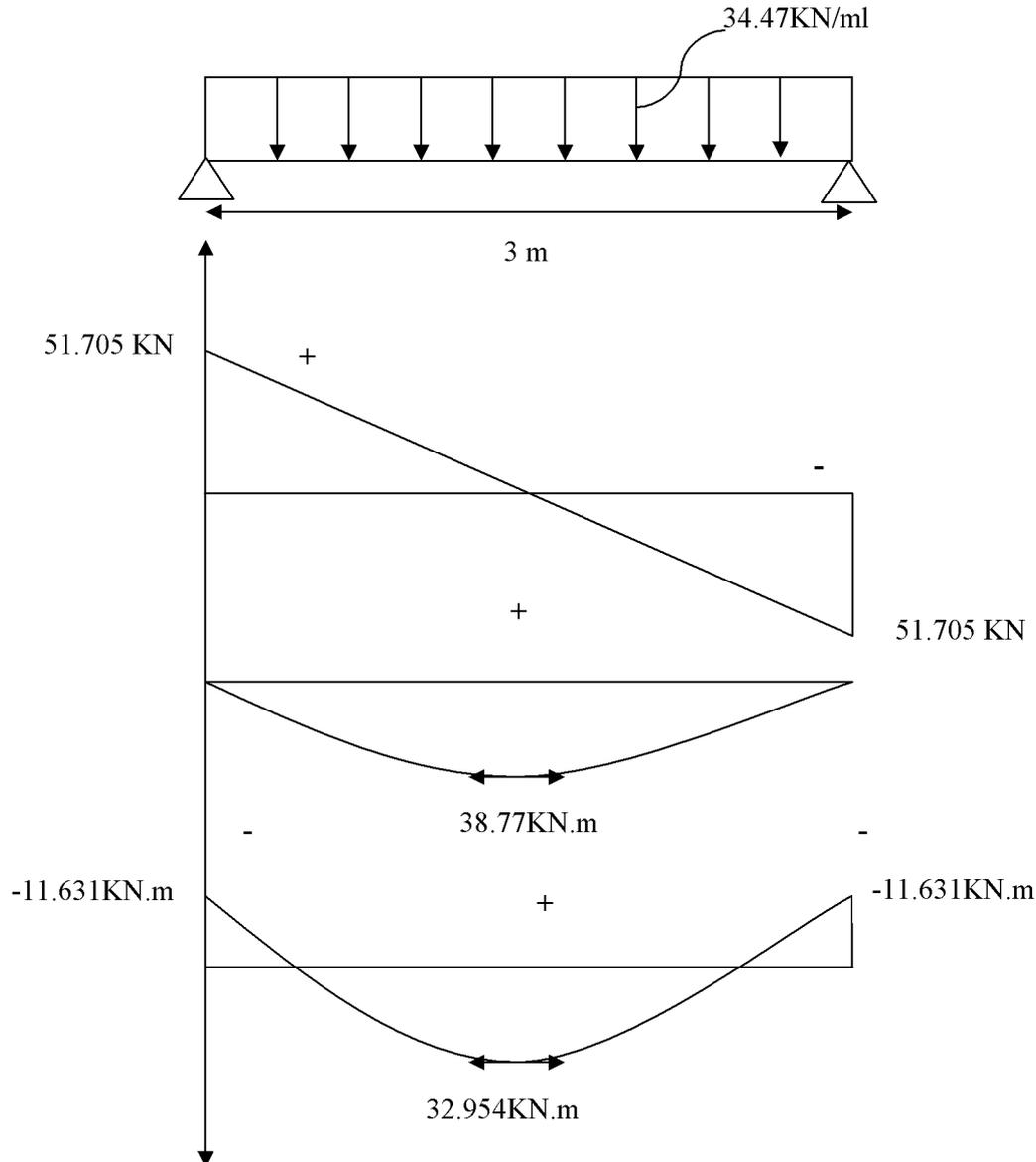


Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes

III.6.12 Vérification a L'ELS :

a) Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

On doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ Appuis :

• Acier :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.3357$$

$$\rho = 0.3357 \longrightarrow \beta = 0.9097 \quad k_1 = 40.42$$

$$\sigma_s = \frac{11.631 \times 10^6}{0.9097 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 194.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194.3 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{194.3}{40.42} = 4.80 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

• **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\rho = 0.66 \quad \beta = 0.8810 \quad k_1 = 27.045$$

$$\sigma_s = \frac{32.954 \times 10^6}{0.8810 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 289.15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 289.15 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{289.15}{27.045} = 10.69 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \leq \frac{32.954}{10 \times 38.77} = 0.0849 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 6.6 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{C.v}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : 3HA10 = 2.35cm²

Travées : 3HA14 = 4.62cm²

III.7 Calcul des plancher :

III.7.1 Introduction :

Les plancher de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacées de 65 cm

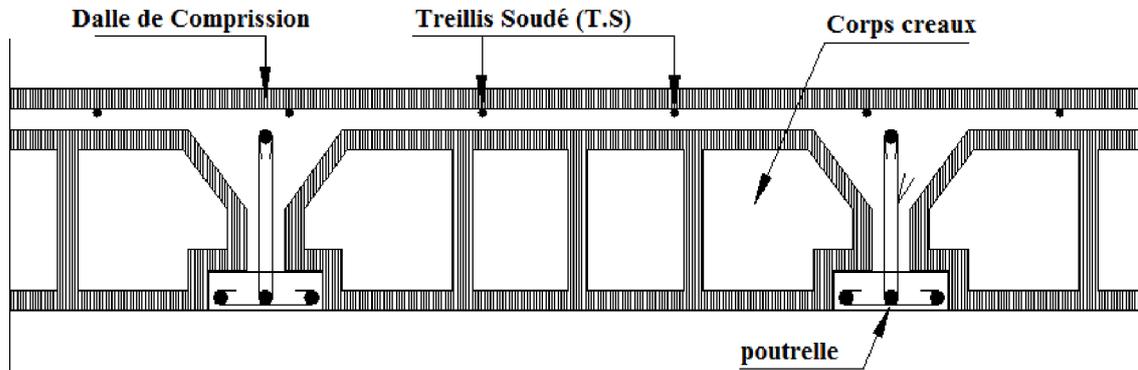


Figure III.7.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé de nuance (TS520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

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

III.7.2 Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

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

$f_e = 520 \text{ MPa}$: limite d'élasticité

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de}$$

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$c) A_{//} = A_{\perp} / 2 = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad A_{//} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement}$$

$$\text{de } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (6×6×200×200)

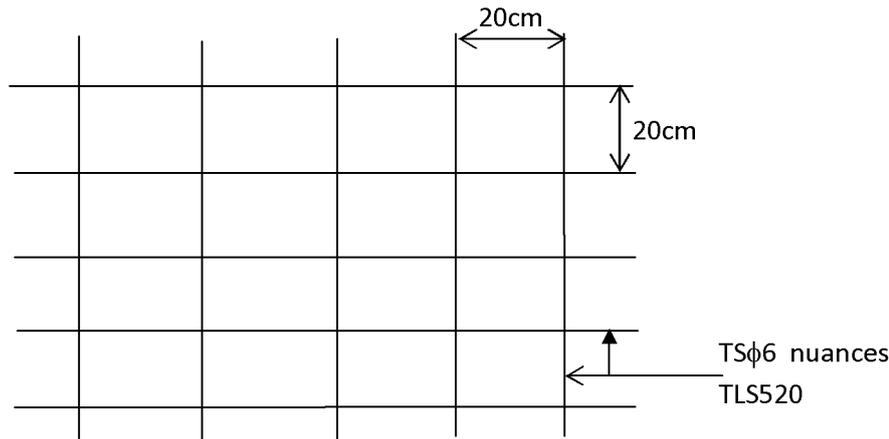


Figure III.7.2 : Schéma statique du treillis soudé

III.7.3 Etude des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- 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 au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur **b1** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : **(Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

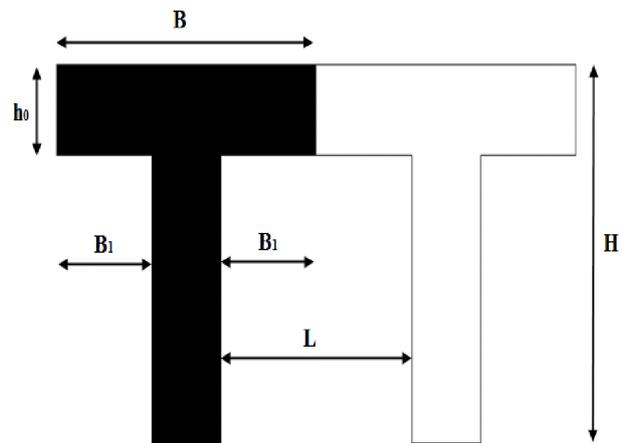


Figure III.7.3 : Coupe verticale d'une poutrelle

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre axe des poutrelles
 $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3.5\text{ cm}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- H : hauteur totale de plancher

b) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0.95 KN / m²** et la surcharge de l'ouvrier

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$$

➤ Poids propre de corps creux :

$$G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ KN /ml}$$

➤ Poids propre totale

$$G = G_p + G_c = 0.12 + 0.620 = 0.74\text{KN/ml}$$

➤ La surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1\text{KN/ml}$$

➤ Calcul a L'ELU :

• Combinaison des charges :

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

• Calcul du moment en travée:

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3.82\text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.37 \text{ KN}$$

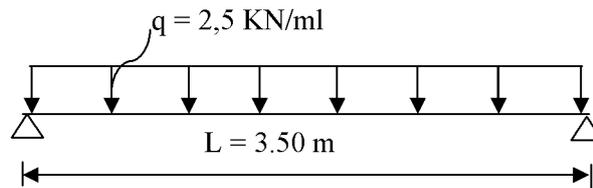


Figure III.7.4 : Schéma statique d'une travée de la poutrelle

- **Calcul de la section d'armature :**

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

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

La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$b = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = \frac{3.82 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.60 \gg \mu = 0.039 \longrightarrow \text{section doublement armée}$$

➤ **Conclusion :**

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

2^{eme} : Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

➤ **Largeur efficace de la table de compression :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{350}{2} = 117 \end{array} \right\} \text{ on prend } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Avec : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L_1 =Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3.5 \text{ m}$

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

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ condition vérifié.

➤ **Poids du plancher :**

• **Plancher étage courant :**

Charge permanentes : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

• **Plancher RDC :**

▪ Charge permanentes : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$

▪ Charge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

▪ Charge permanentes : $G = 5.84 \times 0.65 = 3.796 \text{ KN/ml}$

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

➤ **Combinaison de charges :**

• **Plancher étage courant**

▪ **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.288 \text{ KN/ml}$

▪ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/ml}$

• **Plancher RDC :**

▪ **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 3.25 = 9.701 \text{ KN/ml}$

▪ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 3.25 = 6.82 \text{ KN/m}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

▪ **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.796 + 1.5 \times 0.65 = 6.099 \text{ KN/ml}$

▪ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.796 + 0.65 = 4.446 \text{ KN/ml}$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

III.7.4 Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

a) Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**

- **Hypothèse :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq 2G ; 5\text{KN/m}^2$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

- **Vérification :**

$$\text{On a } \left. \begin{array}{l} Q = 3.25 \text{ KN/ml} \\ 2G = 2 \times 3.575 = 7.15 \text{ KN/m} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

$$\text{c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.5}{3.5} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{3.00} = 1.166 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.00}{3.50} = 0,857 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{3.50} = 1 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifié}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable

III.7.5 Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

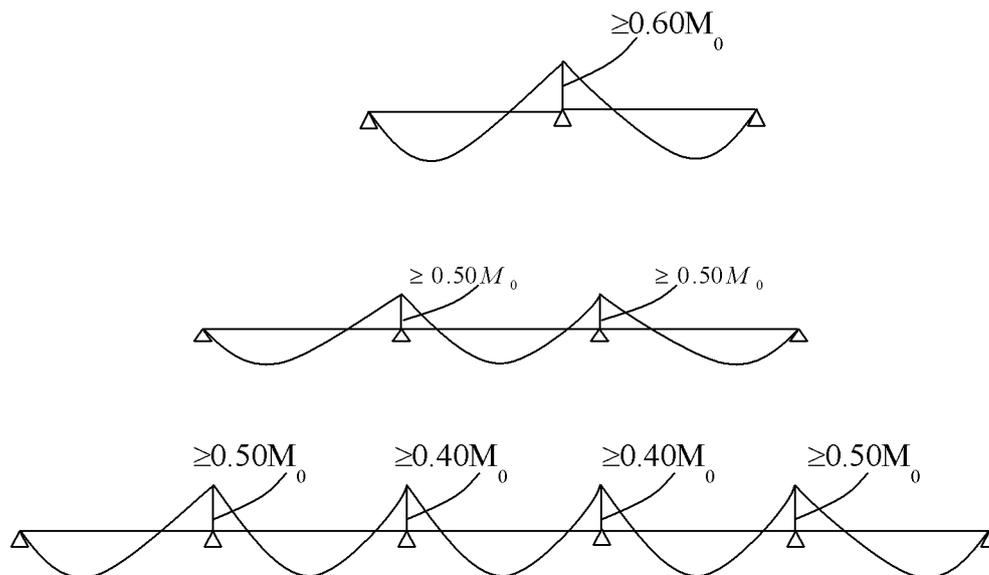
$$1) \quad M_t \geq \max \left[1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

- 3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- 0.6 M_0 : pour une poutre de deux travées.
 - 0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - 0.4 M_0 : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



III.7.5 Application de la méthode forfaitaire :

$$A = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec } 0 \leq a \leq \frac{2}{3}$$

$$a = \frac{3.25}{3.25+3.575} = 0.476 \quad 0 \leq 0.476 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 9.701 \text{ KN/ml}$$

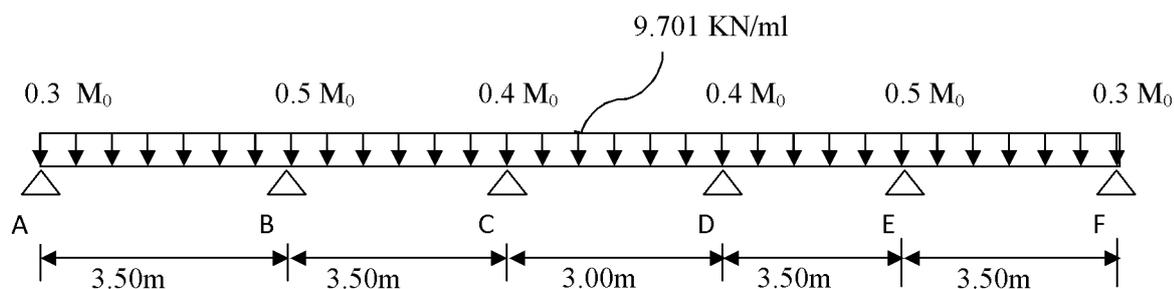


Figure III.7.5: Schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.701 \times 3.50^2}{8} = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.701 \times 3.50^2}{8} = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.701 \times 3.00^2}{8} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.701 \times 3.50^2}{8} = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.701 \times 3.50^2}{8} = 14.85 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis**

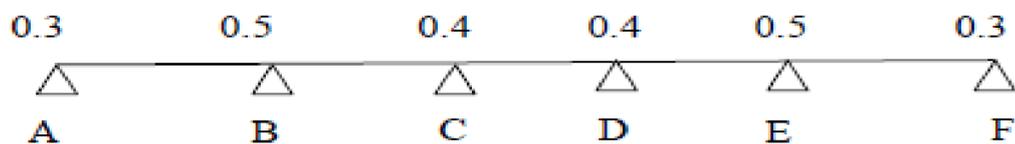


Figure III.7.6 : Valeurs des moments sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14.85 = 4.455 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 (14.85 ; 14.85) = 0.5 \times 14.85 = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4 (14.85; 10.91) = 0.4 \times 14.85 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.4(10.91; 14.85) = 0.4 \times 14.85 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0.5(14.85 ; 14.85) = 0.5 \times 14.85 = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 14.85 = 4.455 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées :**

▪ **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1.05M_{01}; (1+0.3 \alpha) M_{01}] - (M_A+M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max [15.59 ; 16.97] - (4.445+7.42)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 16.97-5.932=11.038 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 14.85 = 9.970 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 11.038 \text{ KN.m}$$

▪ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1.05M_{02}; (1+0.3 \alpha) M_{02}] - (M_B+M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [15.59; 16.95] - (7.42+5.94)/2$$

$$M_t^{BC} \geq 16.95-6.68= 10.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 14.85 = 8.47 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 10.27 \text{ KN.m}$

▪ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1.05M_{03}; (1+0.3\alpha)M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [11.45; 12.45] - (5.94 + 5.94)/2$$

$$M_t^{CD} \geq 12.45 - 5.94 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0.3 \times 0.476)}{2} \times 10.91 = 6.22 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 6.51 \text{ KN.m}$

▪ **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max [1.05M_{04}; (1+0.3\alpha)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max [15.59; 16.95] - (5.94 + 7.42)/2$$

$$M_t^{DE} \geq 16.95 - 6.68 = 10.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0.3 \times 0.476)}{2} \times 14.85 = 8.479 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 10.27 \text{ KN.m}$

▪ **Etude de la travée EF :**(travée de rive)

$$M_t^{EF} \geq \max [1.05M_{05}; (1+0.3\alpha)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max [15.59; 16.97] - (7.42 + 4.445)/2$$

$$M_t^{EF} \geq 16.97 - 5.932 = 11.038 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+(0.3 \times 0.476)}{2} \times 14.85 = 9.970 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 11.038 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(9.701 \times 3.50)/2] + [[(-7.42) - (-4.455)]/3.50] = 16.12 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-9.701 \times 3.50)/2] + [[(-7.42) - (-4.455)]/3.50] = -17.82 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(9.701 \times 3.50)/2] + [[(-5.94) - (-7.42)]/3.50] = 17.39 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-7.263 \times 3.50)/2] + [[(-5.94) - (-7.42)]/3.50] = -16.55 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(9.701 \times 3.00)/2] + [(-5.94) - (-5.94)]/3.00 = 14.55 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-9.701 \times 3.00)/2] + [(-5.94) - (-5.94)]/3.00 = -14.55 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(9.701 \times 3.50)/2] + [(-7.42) - (-5.94)]/3.50 = 16.55 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-9.701 \times 3.50)/2] + [(-7.42) - (-5.94)]/3.50 = -17.39 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(9.701 \times 3.50)/2] + [(-4.455) - (-7.42)]/3.50 = 17.82 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-7.263 \times 3.50)/2] + [(-4.455) - (-7.42)]/3.50 = -16.12 \text{ KN}$$

Moments aux appuis (KN.m)					
M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F
4.455	7.42	5.94	5.94	7.42	4.455
Moments en travées (KN.m)					
M _t ^{AB}	M _t ^{BC}	M _t ^{CD}	M _t ^{DE}	M _t ^{EF}	
11.03	10.27	6.51	10.27	11.038	

• **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):**

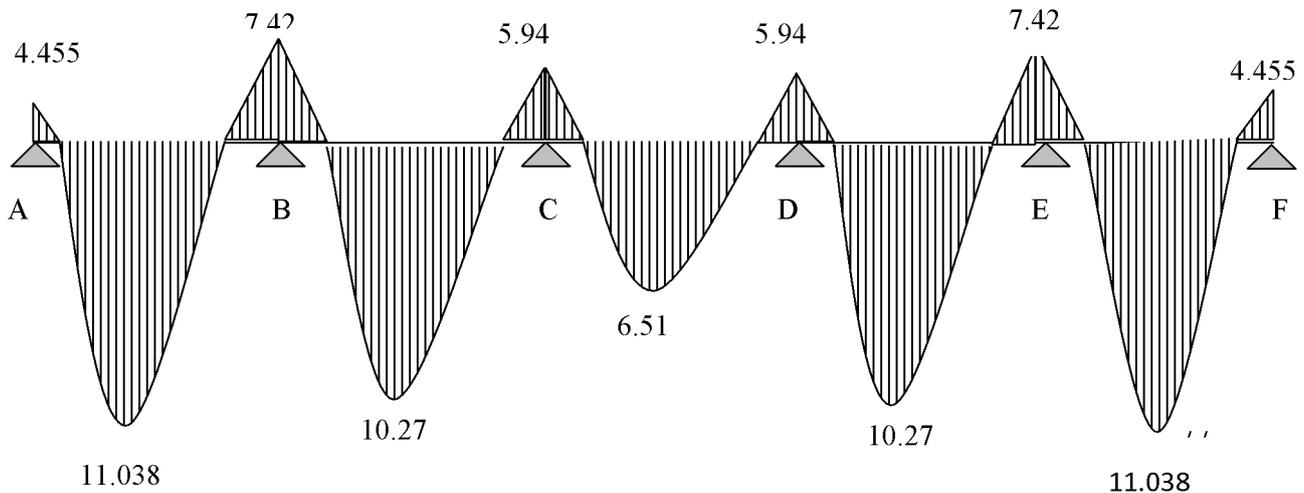


Figure III.7.7: Diagramme des moments fléchissant

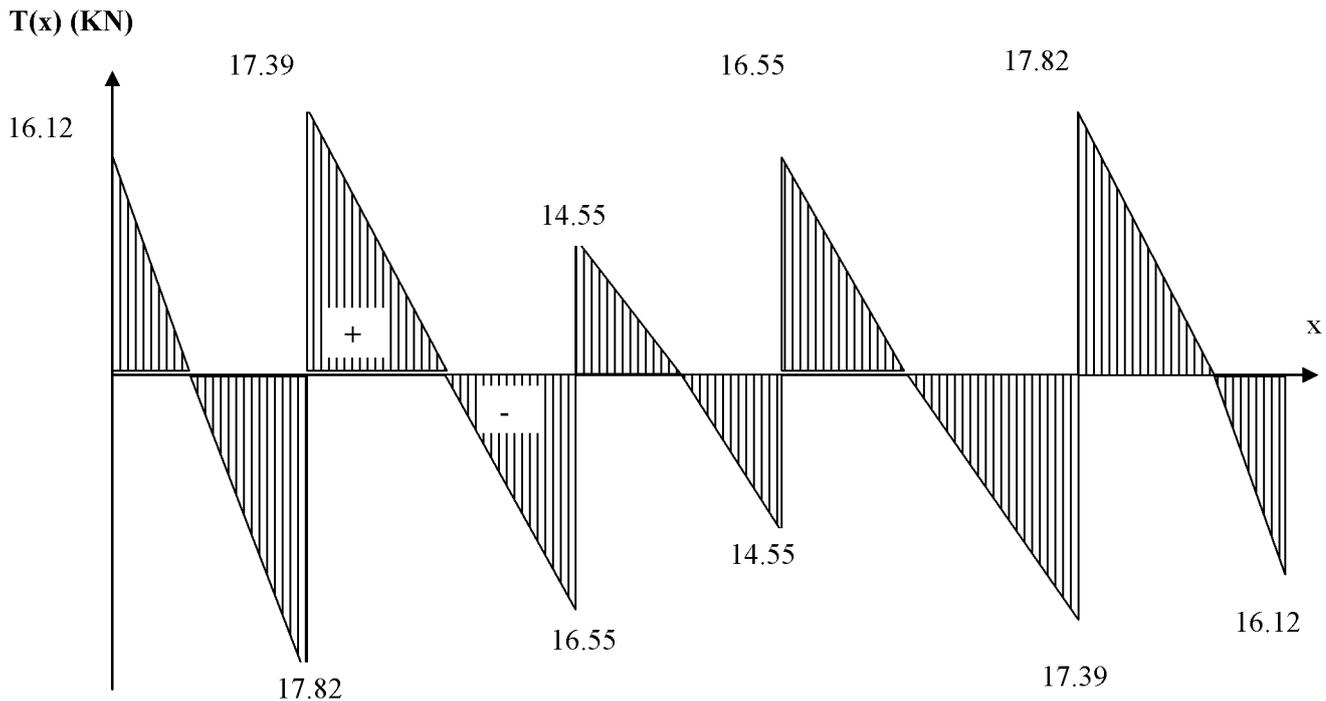


Figure III.7.8 : diagramme des efforts tranchants

III.7.6 Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 11.038 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.42 \text{ KN.m}$$

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

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad h = 20\text{cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}; \quad d = 18\text{cm}$$

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 11.038 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.038 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

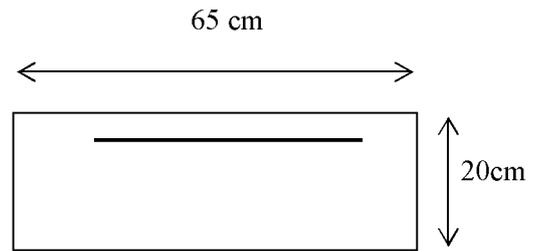
$$\mu = \frac{M_{t_{\max}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.038 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_{t_{\max}}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.038 \times 10^5}{0,982 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10 = 2.36cm²**



➤ Aux appuis

$$M_{a_{\max}} = 7.42 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.42}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.134$$

$$\mu = 0,134 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.134 \rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.42 \times 10^3}{0,928 \times 18 \times 348} = 1.276 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_a = 2HA10 = 1.57cm²**

b) Armatures transversales : [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

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

$$\phi_t \leq \min \{0,571; 10; 1.2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend: A_t = 2HA8 = 1.01 cm²

c) Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

III.7.7 Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u^{\max} = 17.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 17.82 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.825 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.825 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.82 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

• **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 17.82 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9 d} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400} \left(17.82 + \frac{7.42}{0.9 \times 18} \right) = 0.0525$$

\Rightarrow condition vérifiée .

III.7.8 L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.0 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.35 \text{ cm}$$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 35.35 \text{ cm}$

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

$$L_s = 0.4 \times 35.35 = 14.14 \text{ cm}$$

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

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

$$V_{u \max} = 17.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.82 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.152$$

$$\tau_u = 0.152 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0.152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.9 Calcul à l'ELS :

➤ **Calcul de moment isostatique :**

$$q_s = 6.82 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3.25}{3.25+3.575} = 0.476$$

$$M_{01} = (q_s \times l_{AB}^2)/8 = \frac{6.82 \times 3.5^2}{8} = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_s \times l_{BC}^2)/8 = \frac{6.82 \times 3.5^2}{8} = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_s \times l_{CD}^2)/8 = \frac{6.82 \times 3.00^2}{8} = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_s \times l_{DE}^2)/8 = \frac{6.82 \times 3.5^2}{8} = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_s \times l_{EF}^2)/8 = \frac{6.82 \times 3.5^2}{8} = 10.44 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

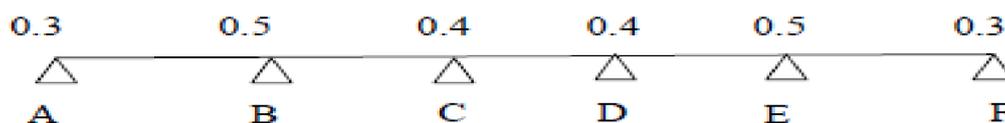


Figure III.7.9: Correction des moments sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 10.44 = 3.132 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(10,44 ; 10,44) = 0,5 \times 10,44 = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(10,44 ; 7,67) = 0,4 \times 10,44 = 4,176 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(7,67 ; 10,44) = 0,4 \times 10,44 = 4,176 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,5 (10,44 ; 10,44) = 0,5 \times 10,44 = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 10,44 = 3,132 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{01}] - (M_A+M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max [10,962 ; 11,92] - (3,132+5,22)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 11,92-4,176 = 7,744 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 10,44 = 7,00 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 7,744 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B+M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [10,96 ; 11,92] - (5,22+4,176)/2$$

$$M_t^{BC} \geq 11,92-4,698 = 7,222 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 10,445 = 5,961 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 7,22 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05M_{03}; (1+0,3\alpha) M_{03}] - (M_C+M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [8,05; 8,75] - (4,176+4,176)/2$$

$$M_t^{CD} \geq 8,75-4,176 = 4,574 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 7,67 = 4,37 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 4,574 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max [1,05M_{04}; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D+M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max [10,96 ; 11,92] - (4,176 + 5,22)/2$$

$$M_t^{DE} \geq 11,92- 4,698 = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 10,44 = 5,96 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 7,22 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée EF :**(travée de rive)

$$M_t^{EF} \geq \max [1,05M_{05}; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E+M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max [10,96; 11,92] - (5,22 + 3,132)/2$$

$$M_t^{EF} \geq 11,92-4,176 = 7,744 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,476)}{2} \times 10,44 = 7,00 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 7,744 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

• **Travée AB :**

$$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6,82 \times 3,5)/2] + [(-5,22) - (-3,132)]/3,5 = 11,34 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6,82 \times 3,5)/2] + [(-5,22) - (-3,132)]/3,5 = -12,52 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,82 \times 3,5)/2] + [(-4,176) - (-5,22)]/3,5 = 12,22 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,82 \times 3,5)/2] + [(-4,176) - (-5,22)]/3,5 = -11,64 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = [(q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [6,82 \times 3,00]/2 + [(-4,176) - (-4,176)]/3,00 = 10,23 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,82 \times 3,00)/2] + [(-4,176) - (-4,176)]/3,00 = -10,23 \text{ KN}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = [(q_s \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(6,82 \times 3,5)/2] + [(-5,22) - (-4,176)]/3,5 = 11,408 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_s \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-6,82 \times 3,5)/2] + [(-5,22) - (-4,176)]/3,5 = -12,42 \text{ KN}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = [(q_s \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(6,82 \times 3,5)/2] + [(-3,132) - (-5,22)]/3,5 = 12,52 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_s \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-6,82 \times 3,5)/2] + [(-3,132) - (-5,22)]/3,5 = -11,33 \text{ KN}$$

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS):**

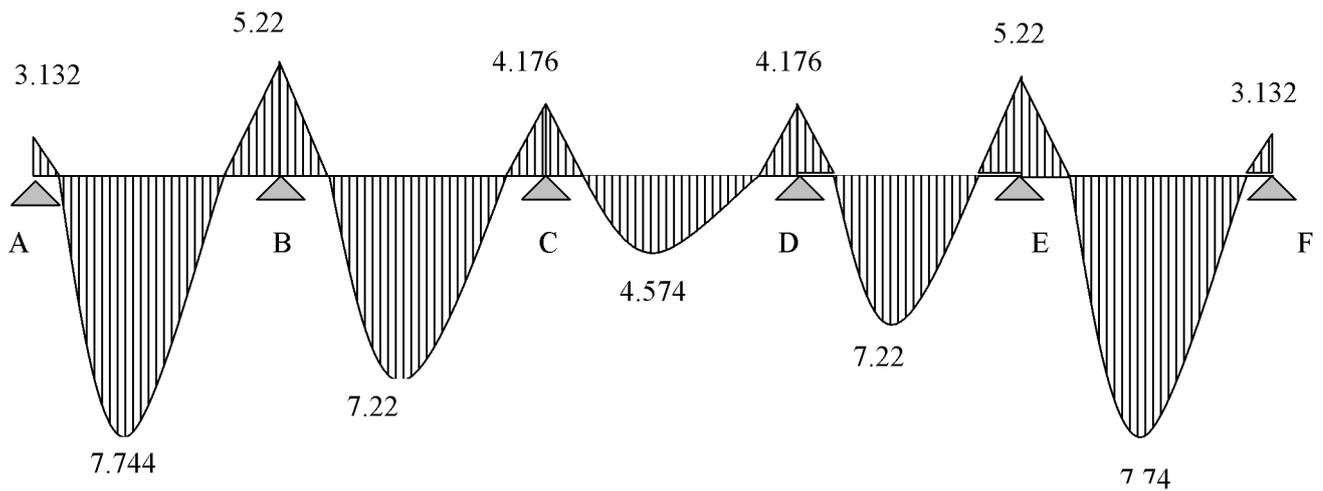


Figure III.7.10 : Diagramme des moments fléchissant

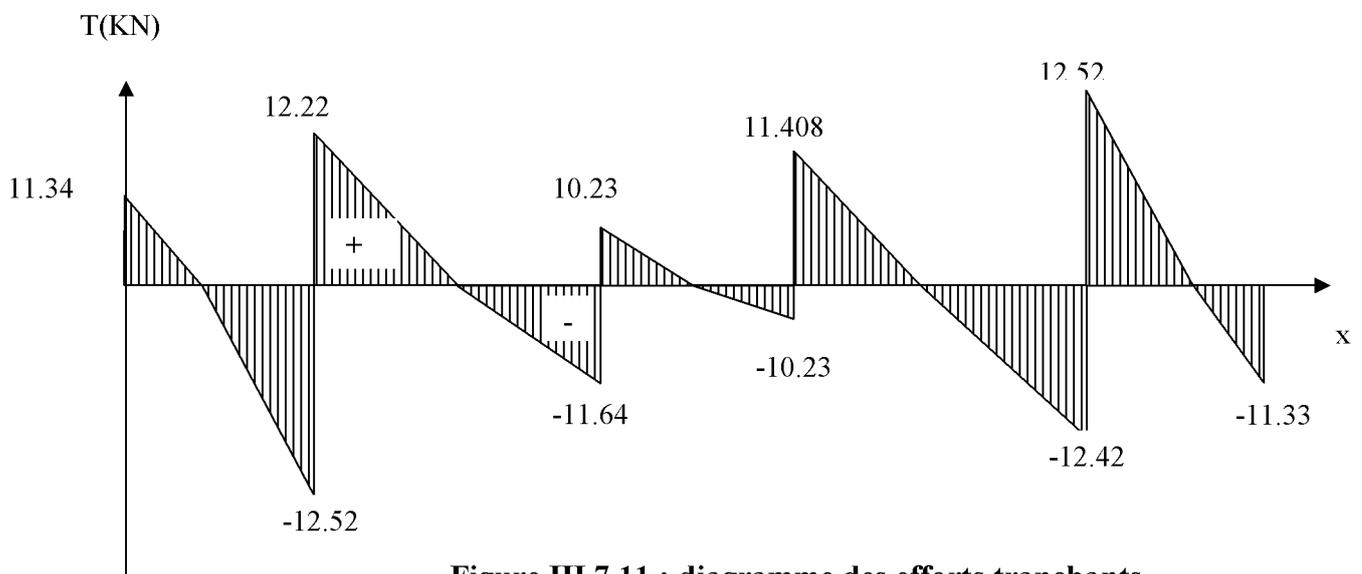


Figure III.7.11 : diagramme des efforts tranchants

III.7.10 Vérification à l'E.L.S :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092$$

Par Interpolation on trouve :

$$\beta_1 = 0.856 \longrightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.744 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.36 \times 10^3} = 212.96 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 10.79 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

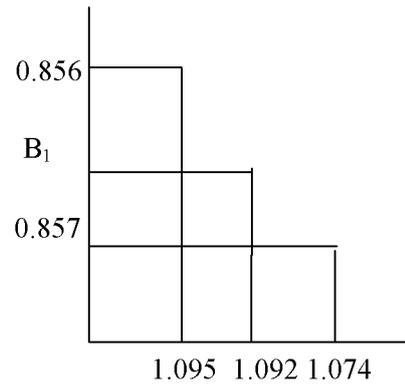
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\beta_1 = 0.8774 (\text{avec l'interpolation}) \rightarrow \alpha_1 = 0.370$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.176 \times 10^6}{0.8774 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 168.41 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.370}{15(1 - 0.370)} = 0.0391$$

$$K \cdot \sigma_s = 4.96 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

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

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

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7.00 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

• **Aire de la section homogénéisée :**

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

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

$$B_0 = 487.04 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx' :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.04} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

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

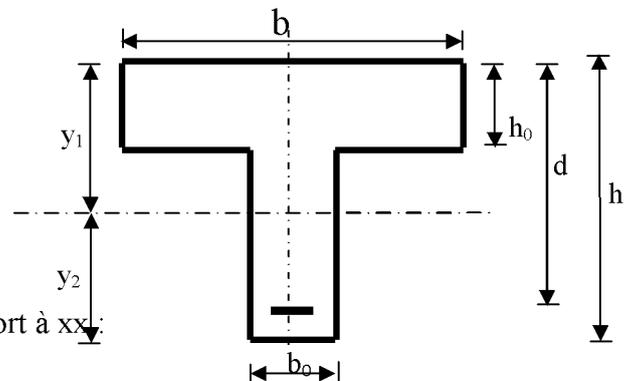
$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,01092$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.01092} = 1.50$$



$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,62 ; 0\} = 0,62$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021 \cdot 0,05}{1 + 1,5 \times 0,62} = 11410,96 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,744 \times 2,36^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11410,96 \times 10^{-8}} = 0,00349 \text{ m} = 3,49 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

CHAPITRE IV:

Présentation du logiciel ETABS et vérification des conditions RPA

IV.1 Présentation du logiciel Etabs :

1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

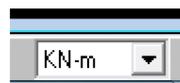
2) Etapes de modélisation :

➤ Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



- **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**. Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y,(dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages,(11 niveaux)

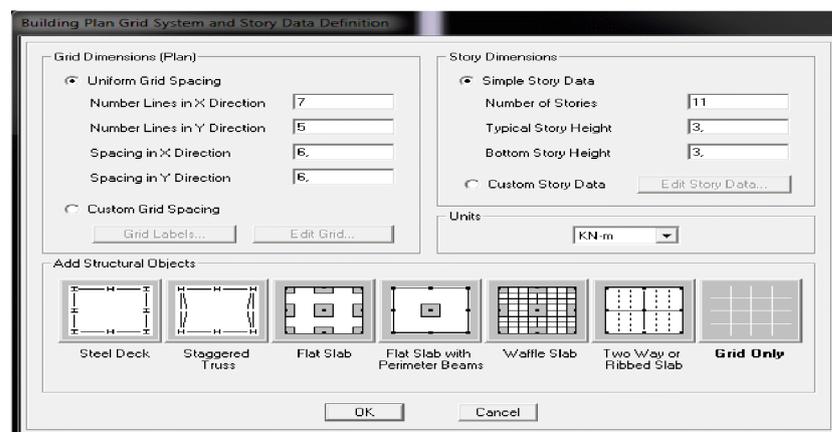


Figure IV.1.1 : Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

- **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

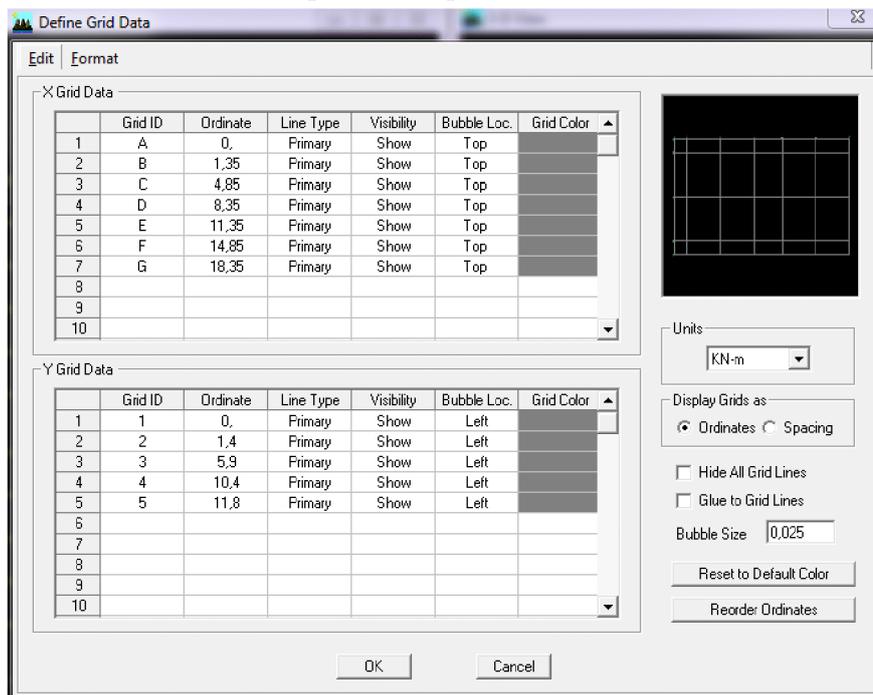


Figure IV.1.2 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

➤ **Deuxième étape:**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnons **Add new materiale** ⇒ **Material name B25**. Les modifications inscrites dans la figure suivante :



Figure IV.1.3 : Définir un nouveau matériau

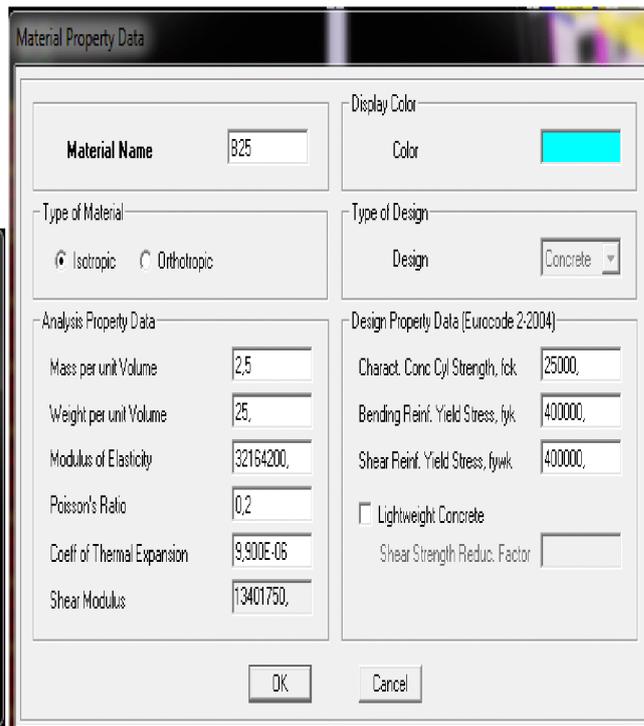


Figure IV.1.4 : Géométrie de base

➤ **Troisième étape:**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define** ⇨ **Frame sections**  , On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire

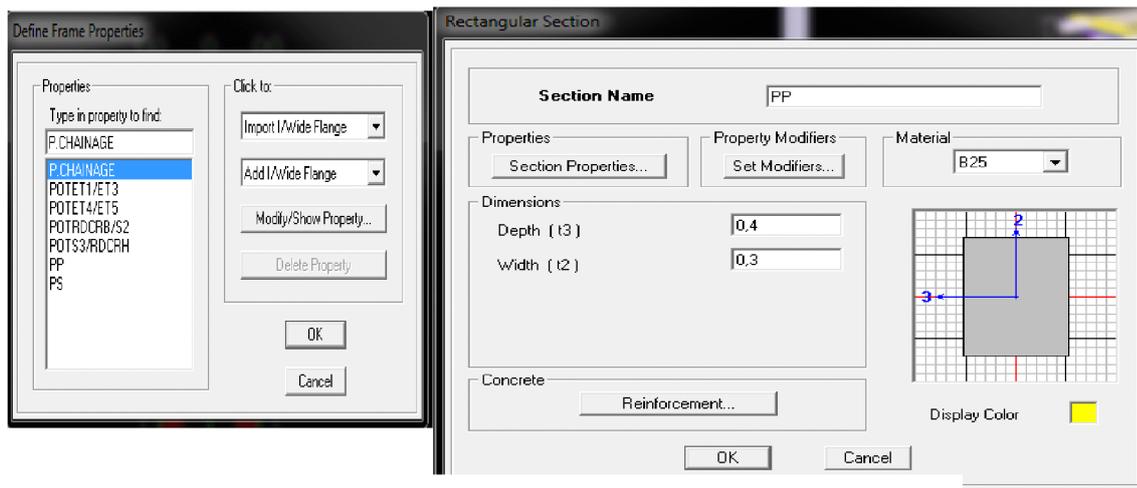


Figure IV.1.5 : Dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaciques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define ⇒ **wall/slab/decksection** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

Define ⇒ **wall/slab/decksection** ⇒ **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

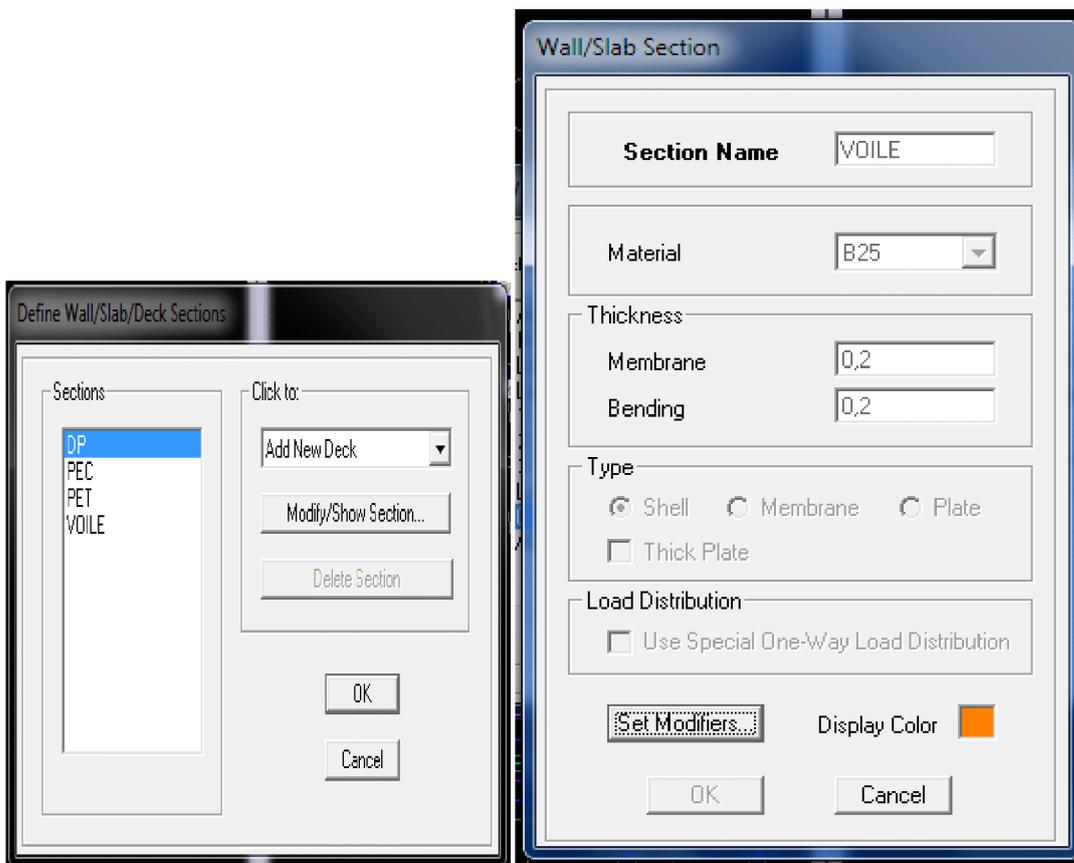


Figure IV.1.6 : Dimensionnement des voiles

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

• **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static LoadCases**

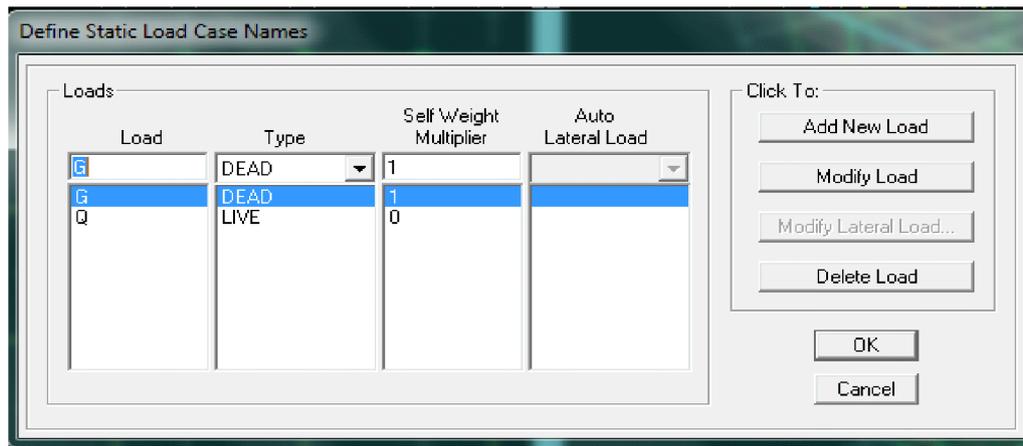


Figure IV.1.7 : Définition des charges G et Q

- **Charge dynamique(E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(Sa/g) Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

- **Données à introduire dans le logiciel:**

- **Zone: III** (Zone à sismicité élevée, voir Annexe1 du RPA2003)
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement: A=5.** (Mixte portique/voile avec interaction)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):** $Q=1+ \sum Q_p$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icone:



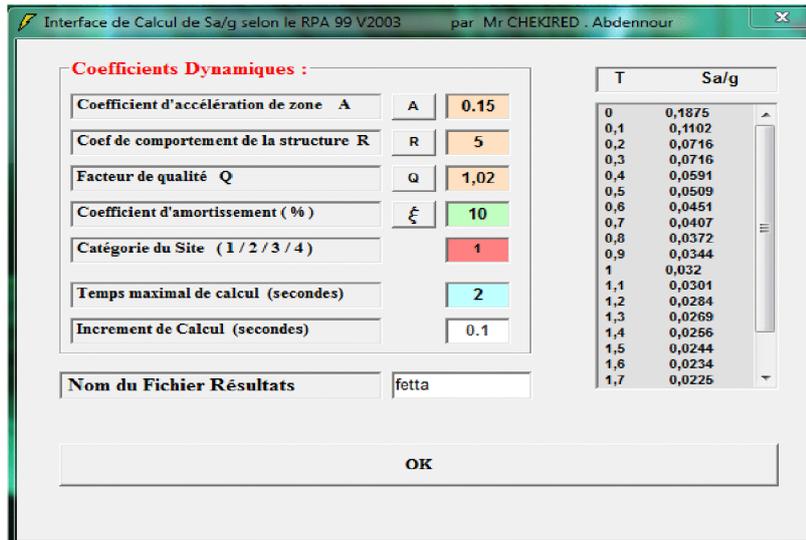


Figure IV.1.8 : Le spectre de réponse

En suite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par:

Define ⇨ **Response Spectrum Functions** ⇨ **Add Spectrum from file**

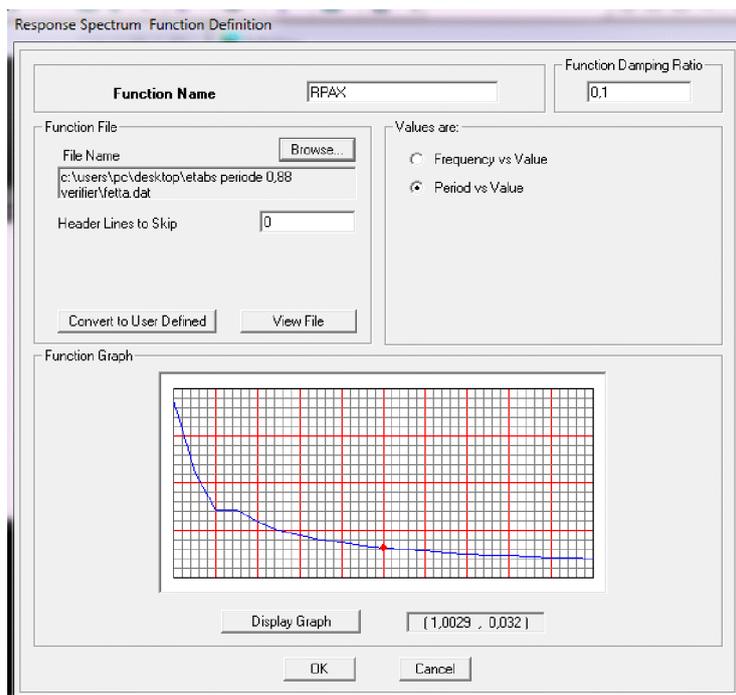


Figure IV.1.9 : Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement E_x et E_y (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases ⇨ **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre

en compte dont les deux direction principales sont U1 et U2 .

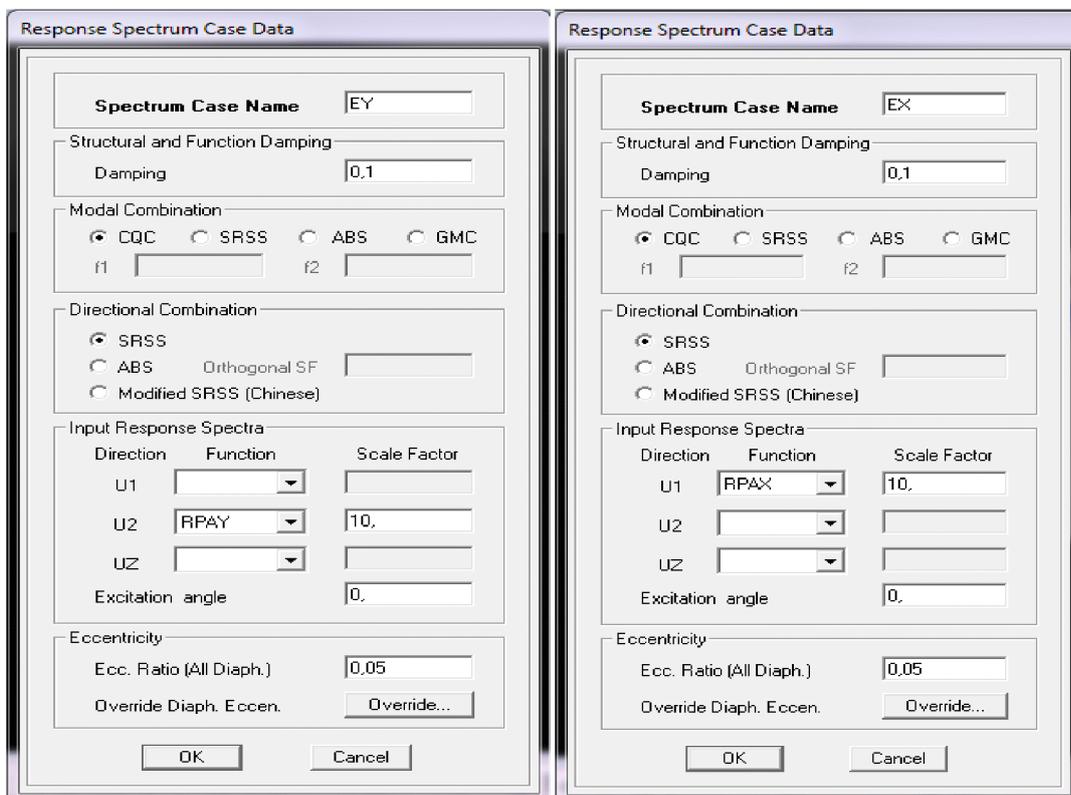
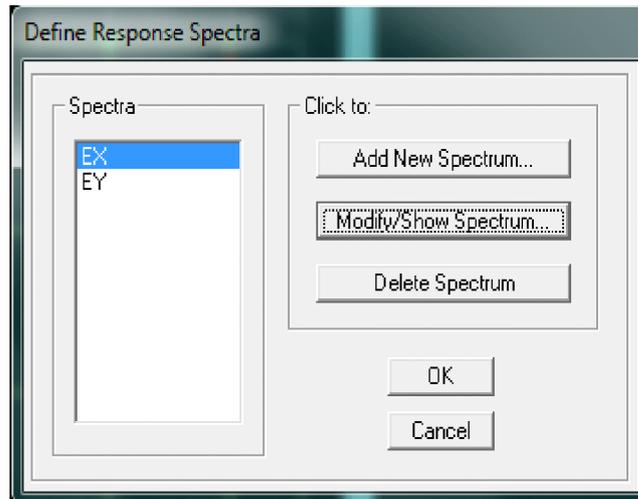


Figure IV.1.10 : Définition du chargement E_x et E_y (séisme)

➤ **Cinquième étape:**

Chargement du plancher

• **Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le

chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...ou sur** 



Figure IV.1.11 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape:**

• **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS): ELU :**
1,35 G + 1,5 Q
ELS: G + Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA:**
GQ E: G + Q ± E
0,8GE: 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** ou 

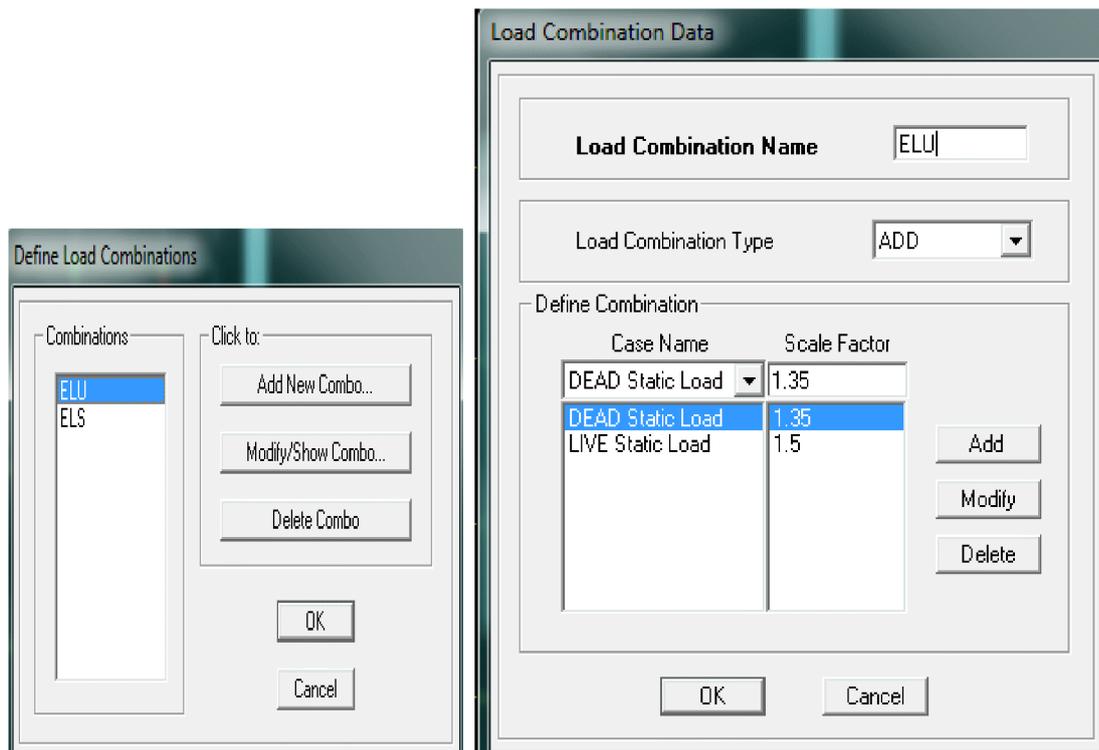


Figure IV.1.12 : Introduction des combinaisons d’actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

➤ **Septième étape :**

- **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**
- **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC**, puis on clique sur:

Assign ⇨ **Joint/point** ⇨ **Restraints** ou 

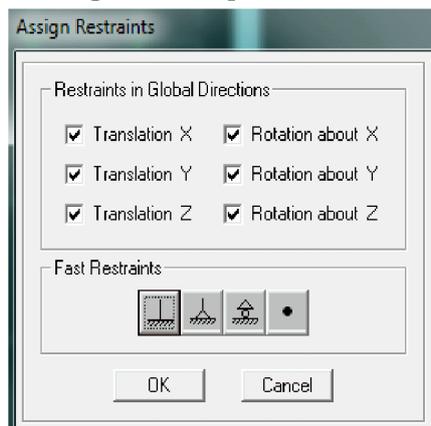


Figure IV.1.13 : Encastrement des appuis

- **Mass-Source :**

Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par: **Define** ⇨ **Mass source** (ou 

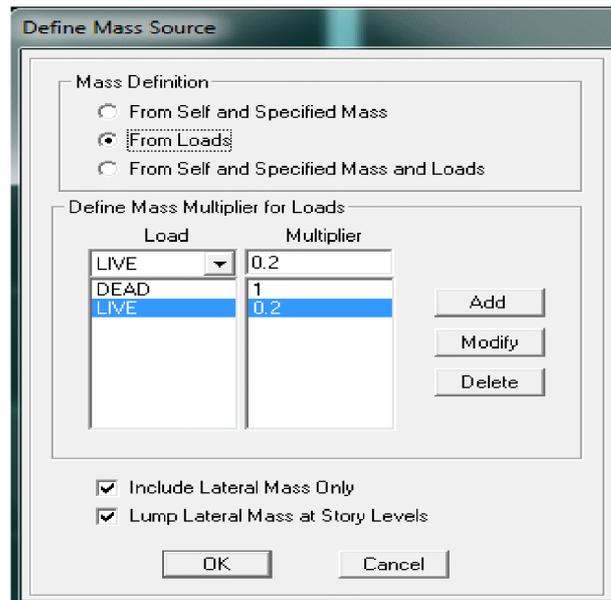


Figure IV.1.14 : La combinaison du poids (G+0,2)

- **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm** ou

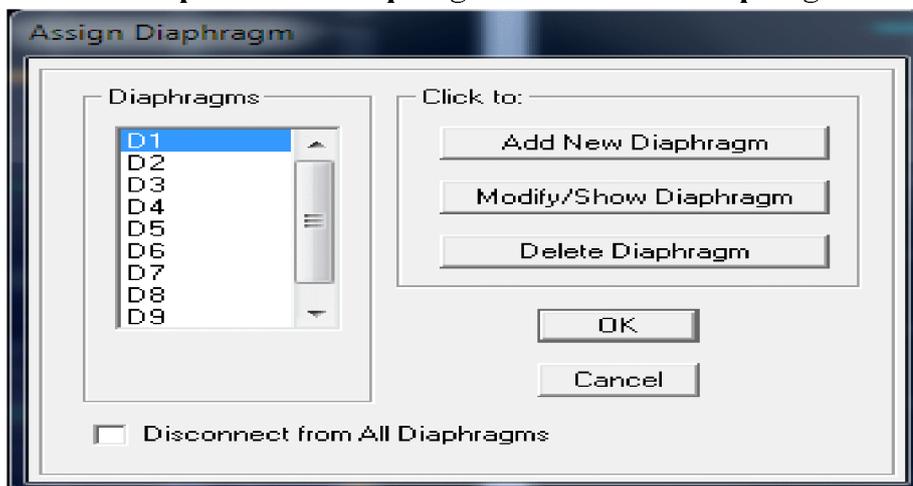


Figure IV.1.15 : le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans le case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

- **Huitième étape :**

- **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇒ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

- **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

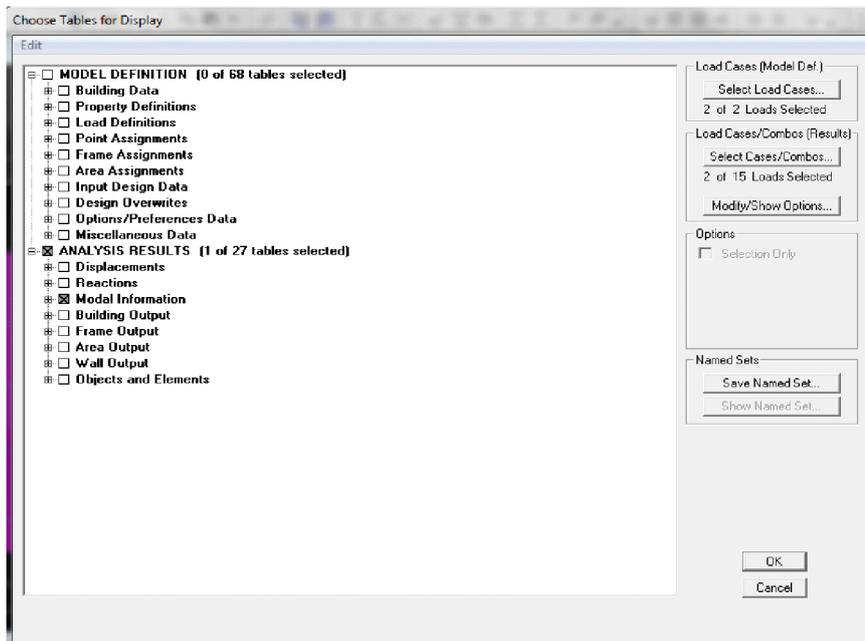


Figure IV.1.16: Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

- **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇨ **Show tables** ⇨ **frame out put** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

▪ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

▪ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens **xx**, et **U_y** au sens **yy**,

▪ **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit« **EX ou EY Effort tranchant de niveau**»:Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau,on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZDans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**

.Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque : En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

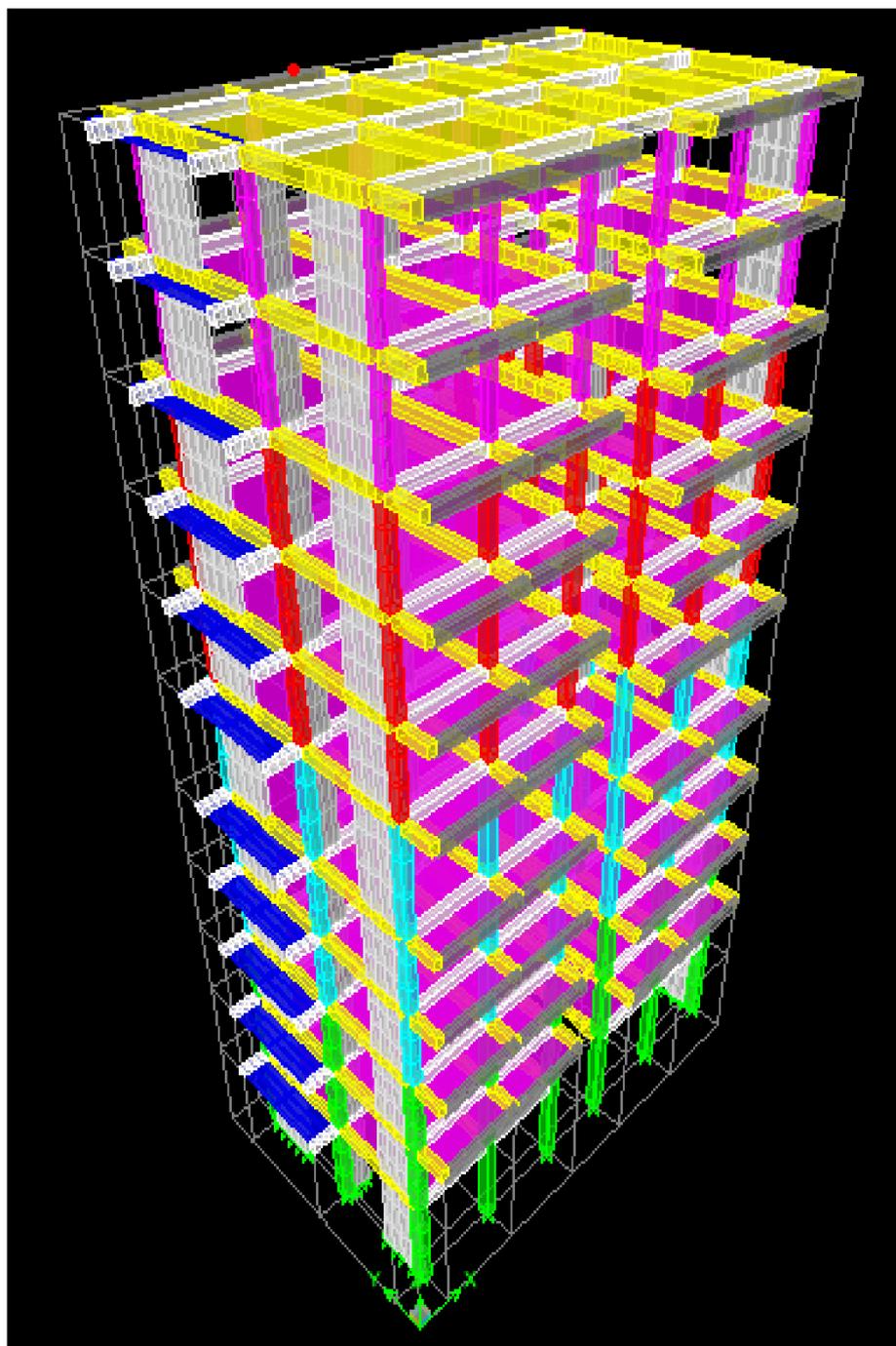


Figure IV.1.17: Modèle 3D de la structure

IV.2 Vérification des conditions de RPA:

IV.2.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2.2 La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales, et ceci dans le but de connaître son comportement sous l'effet d'un chargement de la méthode.

IV.2.3 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,882604	77,1979	0	0	77,1979	0	0
2	0,735606	0	68,6031	0	77,1979	68,6031	0
3	0,647884	0,0007	3,8616	0	77,1986	72,4647	0
4	0,281667	12,6698	0,0002	0	89,8684	72,4649	0
5	0,211308	0,0004	13,9603	0	89,8688	86,4253	0
6	0,18482	0	0,67	0	89,8688	87,0952	0
7	0,158497	4,219	0,0003	0	94,0878	87,0955	0
8	0,103543	0,0008	5,7056	0	94,0886	92,8011	0
9	0,097779	2,5529	0,0092	0	96,6415	92,8103	0
10	0,090147	0,0303	0,2509	0	96,6718	93,0612	0
11	0,070457	1,3792	0	0	98,051	93,0612	0

Tableau IV.2.1 : participation massique.

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 7 ($94.08 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 8 ($92.80 \geq 90\%$).

IV.2.4 Vérification des déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = \mathbf{R} \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Story	$\delta_X(\text{m})$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_Y(\text{m})$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h(m)	condition
ET 5	0.046	0.0015	0.038	0.003	0.0306	CV
ET4	0.0445	0.0025	0.035	0.003	0.0306	CV
ET 3	0.042	0.003	0.032	0.003	0.0306	CV
ET 2	0.039	0.004	0.029	0.0035	0.0306	CV
ET 1	0.035	0.0045	0.0255	0.004	0.0306	CV
RDC RH	0.0305	0.007	0.0215	0.0055	0.0408	CV
ES 4	0.0235	0.005	0.016	0.004	0.0306	CV
ES 3	0.0185	0.005	0.012	-0.068	0.0306	CV
ES 2	0.0135	0.0055	0.08	0.0755	0.0306	CV
ES 1	0.008	0.000028	0.0045	0.0025	0.0306	CV
RDC RB	0.0035	0.0035	0.002	0.002	0.0408	CV

Tableau IV.2.2 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

➤ **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

• **Suivant E_x :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.046 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{36.3}{500} = 0.0726 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Suivant E_y :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.038 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{36.3}{500} = 0.0726 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.5 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7) on doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Story	Diaphragm	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CCM}	Y _{CCM}	X _{CR}	Y _{CR}
RDC RB	D1	9,449	6,035	9,449	6,035	9,85	5,943
ES1	D2	9,438	5,648	9,438	5,648	9,85	5,962
ES2	D3	9,423	5,639	9,423	5,639	9,85	5,953
ES3	D4	9,407	5,628	9,407	5,628	9,85	5,947
ES4	D5	9,444	5,65	9,444	5,65	9,85	5,946
RDC RH	D6	9,43	5,642	9,43	5,642	9,85	5,952
ET1	D7	9,411	6,049	9,411	6,049	9,85	5,965
ET2	D8	9,411	6,049	9,411	6,049	9,85	5,986
ET3	D9	9,398	6,053	9,398	6,053	9,85	6,007
ET4	D10	9,386	6,058	9,386	6,058	9,85	6,022
ET5	D11	9,268	6,043	9,268	6,043	9,85	6,028

Sens x-x :**L_x = 18.73 m**

Story	Diaphragm	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} - X _{CR}	5% L _x	condition
RDC RB	D1	9,449	9,85	0.401	0.936	CV
ES1	D2	9,438	9,85	0.412	0.936	CV
ES2	D3	9,423	9,85	0.427	0.936	CV
ES3	D4	9,407	9,85	0.443	0.936	CV
ES4	D5	9,444	9,85	0.406	0.936	CV
RDC RH	D6	9,43	9,85	0.42	0.936	CV
ET1	D7	9,411	9,85	0.439	0.936	CV
ET2	D8	9,411	9,85	0.439	0.936	CV
ET3	D9	9,398	9,85	0.452	0.936	CV
ET4	D10	9,386	9,85	0.464	0.936	CV
ET5	D11	9,268	9,85	0.582	0.936	CV

Tableau IV.2.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x**Sens y-y :****L_y = 10.53 m**

Story	Diaphragm	Y _{CCM}	Y _{CR}	Y _{CM} – Y _{CR}	5% L _Y	condition
RDC RB	D1	6,035	5,943	0.092	0.526	CV
ES1	D2	5,648	5,962	0.314	0.526	CV
ES2	D3	5,639	5,953	0.314	0.526	CV
ES3	D4	5,628	5,947	0.319	0.526	CV
ES4	D5	5,65	5,946	0.296	0.526	CV
RDC RH	D6	5,642	5,952	0.31	0.526	CV
ET1	D7	6,049	5,965	0.084	0.526	CV
ET2	D8	6,049	5,986	0.063	0.526	CV
ET3	D9	6,053	6,007	0.046	0.526	CV
ET4	D10	6,058	6,022	0.036	0.526	CV
ET5	D11	6,043	6,028	0.23	0.526	CV

Tableau IV.2.4 : vérification de l'excentricité suivant x-x

IV.2.6 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Critère q	observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.2		

Tableau IV.2.5 : facteur de qualité de la structure

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.5s$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

$$\text{D'ou : } \xi = 10 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage $C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.05 \times 36.3^{\frac{3}{4}} = 0.74 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 36.3}{\sqrt{18.73}} = 0.75 \text{ s}$$

$$T = \min(0.75, 0.74) = 0.74 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.46$$

$$A = 0.15 \quad ; \quad R = 5$$

- Calcul de l'effort tranchant à la base :

Story	Load	Loc	P	V _X	V _Y
RDC RB	EX	Top	0	247,13	0,69
RDC RB	EX	Bottom	0	247,13	0,69
RDC RB	EY	Top	0	0,69	268,11
RDC RB	EY	Bottom	0	0,69	268,11

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 × V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	1216.83	973.46	247.13	CNV
y-y	1216.83	973.46	268.11	CNV

$$\frac{0.8V_{x\text{calculé}}}{V_{x\log}} = 4$$

$$\frac{0.8V_{y\text{calculé}}}{V_{y\log}} = 4$$

Story	Load	Loc	P	V _X	V _Y
RDC RB	EX	Top	0	988,51	2,76
RDC RB	EX	Bottom	0	988,51	2,76
RDC RB	EY	Top	0	2,76	1072,45
RDC RB	EY	Bottom	0	2,76	1072,45

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	1216.83	973.46	988.51	CV
y-y	1216.83	973.46	1072.45	CV

IV.2.7 Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

$\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1-\theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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».

Story	Load	Loc	P
ET5	POIDS	Bottom	2291,98
ET4	POIDS	Bottom	4378,1
ET3	POIDS	Bottom	6508,98
ET2	POIDS	Bottom	8639,85
ET1	POIDS	Bottom	10770,73
RDC RH	POIDS	Bottom	12972,74
SS4	POIDS	Bottom	14981,37
SS3	POIDS	Bottom	16990
SS2	POIDS	Bottom	19057,16
SS1	POIDS	Bottom	21124,31
RDC RB	POIDS	Bottom	23151,26

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}	condition
ET 5	2291,98	3.06	0.0015	166.86	0.007	CV
ET4	2086.12	3.06	0.0025	311.36	0.0054	CV
ET 3	2130.88	3.06	0.003	432.27	0.005	CV
ET 2	2129.87	3.06	0.004	537.56	0.005	CV
ET 1	2130.88	3.06	0.0045	627.06	0.005	CV
RDC RH	2202.01	4.08	0.007	709.79	0.005	CV
ES 4	2008.63	3.06	0.005	780.42	0.004	CV
ES 3	2008.63	3.06	0.005	842.85	0.004	CV
ES 2	2067.16	3.06	0.0055	899.69	0.004	CV
ES 1	2067.15	3.06	0.000028	948.79	0.00002	CV
RDC RB	2026.95	4.08	0.0035	988.51	0.002	CV

Tableau IV.2.5: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (m)	θ _{ky}	condition
ET 5	2291,98	3.06	0.003	209.37	0.01	CV
ET4	2086.12	3.06	0.003	361.75	0.006	CV
ET 3	2130.88	3.06	0.003	482.82	0.004	CV
ET 2	2129.87	3.06	0.0035	592.25	0.004	CV
ET 1	2130.88	3.06	0.004	688.1	0.004	CV
RDC RH	2202.01	4.08	0.0055	778.29	0.004	CV
ES 4	2008.63	3.06	0.004	852.35	0.003	CV
ES 3	2008.63	3.06	-0.068	914.66	0.05	CV
ES 2	2067.16	3.06	0.0755	970.01	0.05	CV
ES 1	2067.15	3.06	0.0025	1022.8	0.0016	CV
RDC RB	2026.95	4.08	0.002	1072.45	0.0009	CV

Tableau IV.2.6: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

IV.2.8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de (45×45) :

$$N_d = 1503.12 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1503.12 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.29 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.9 Etude de contreventement :

Sens x-x :

Story	Pier	Load	Loc	V ₂	V _x	V _x /V _y
ET5	VL	EX	Bottom	15,26	41,71	0,36585951
ET4	VL	EX	Bottom	43,41	77,84	0,55768243
ET3	VL	EX	Bottom	44,83	108,07	0,41482373
ET2	VL	EX	Bottom	60,39	134,39	0,44936379
ET1	VL	EX	Bottom	72,96	156,77	0,46539516
RDC RH	VL	EX	Bottom	92,67	177,45	0,52223161
ES4	VL	EX	Bottom	77,42	195,11	0,3968018
ES3	VL	EX	Bottom	100,71	210,71	0,47795548
ES2	VL	EX	Bottom	91,95	224,92	0,40881202
ES1	VL	EX	Bottom	112,29	237,2	0,47339798
RDC RB	VL	EX	Bottom	167,24	247,13	0,67672885
TOTAL						5,20905236

$$\frac{5.21}{11} \times 100 = 47.36 \%$$

Le pourcentage des voiles : 47.36%

Le pourcentage des poteaux : 52.64 %

Sens y-y :

Story	Pier	Load	Loc	V ₂	V _y	V ₂ /V _y
ET5	VT1	EY	Bottom	16,18	52,34	0,30913259
ET4	VT1	EY	Bottom	33,61	90,44	0,3716276
ET3	VT1	EY	Bottom	37,44	120,7	0,31019056
ET2	VT1	EY	Bottom	51,38	148,06	0,34702148
ET1	VT1	EY	Bottom	62,54	172,02	0,36356238
RDC RH	VT1	EY	Bottom	81,42	194,57	0,41846122
ES4	VT1	EY	Bottom	74,22	213,09	0,34830353
ES3	VT1	EY	Bottom	93,01	228,67	0,40674334
ES2	VT1	EY	Bottom	95,06	242,5	0,392
ES1	VT1	EY	Bottom	116,25	255,7	0,45463434
RDC RB	VT1	EY	Bottom	154	268,11	0,57439111
TOTAL						4,29606815

$$\frac{4.3}{11} \times 100 = 39.09 \%$$

Le pourcentage des voiles : 39.09 %

Le pourcentage des poteaux : 60.91 %

Story	Pier	Load	Loc	V ₂	V _Y	V ₂ /V _Y
ET5	VT2	EY	Bottom	12,52	52,34	0,2392052
ET4	VT2	EY	Bottom	27,46	90,44	0,30362671
ET3	VT2	EY	Bottom	30,62	120,7	0,25368683
ET2	VT2	EY	Bottom	42,65	148,06	0,2880589
ET1	VT2	EY	Bottom	52,33	172,02	0,30420881
RDC RH	VT2	EY	Bottom	68,87	194,57	0,35396001
ES4	VT2	EY	Bottom	62,55	213,09	0,29353794
ES3	VT2	EY	Bottom	79,04	228,67	0,34565094
ES2	VT2	EY	Bottom	80,94	242,5	0,3337732
ES1	VT2	EY	Bottom	99,61	255,7	0,38955808
RDC RB	VT2	EY	Bottom	133,09	268,11	0,49640073
TOTAL						3,60166734

$$\frac{3.6}{11} \times 100 = 32.73 \%$$

Le pourcentage des voiles : 32.73 %

Le pourcentage des poteaux : 67.27 %

—————→ **Le système de contreventement mixte**

IV.2.10 Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V:

Ferraillage des éléments

V.1 Ferrailage des poteaux :

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	F_{c28}	F_{bu}	γ_s	$F_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

Tableau V.1.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

V.1.2 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

G + Q ± E : RPA 2003

0,8G ± E : RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

V.1.3 Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa:

➤ Armature longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 ; b_1)$: section du poteau

h_e : hauteur d'étage

- **Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

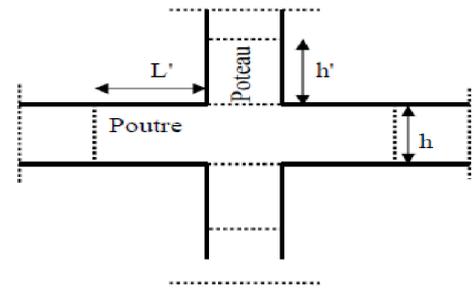
Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8% :

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$



- **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante :

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

V.1.4 Calcul des armatures longitudinales :

➤ **Etape de calcul en flexion composée:**

N : effort de traction

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est partiellement tendue (S.P.T).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est entièrement tendue (S.E.T).}$$

N : effort de compression

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :}$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \longrightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f < (0,5 - cb)h.f_{bc} \dots \dots (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

section	N	M	e	h/2-c	Obs	A ₁	A'	A _s	A _s '	A _{min}	Choix armatures	A(adoptée)
	(KN)	(KN.m)	(m)	(m)		(cm ²)		(cm ²)				
45×45	1981	18,31	0,009	0,205	SPC	37,063	/	0	/	16,2	4HA20+4HA16	20,6
	561,7	5,289	0,009	0,205	SPC	7,253	/	0	/	16,2		
	1428	44,85	0,031	0,205	SEC	/	/	0	0	16,2		
40×40	1402	2,556	0,002	0,18	SEC	/	/	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	399,7	6,998	0,018	0,18	SPC	5,368	/	0	/	12,8		
	969,6	32,75	0,034	0,18	SEC	/	/	0	0	12,8		
35×35	828,5	26,07	0,032	0,155	SEC	/	/	0	0	9,8	8HA14	12,31
	202,6	4,83	0,024	0,155	SPC	2,807	/	0	/	9,8		
	826,3	26,12	0,032	0,155	SEC	/	/	0	0	9,8		
30×30	340,8	2,49	0,007	0,13	SEC	/	/	0	0	7,2	8HA12	9,04
	9,76	0,275	0,028	0,13	SPC	0,138	/	0	/	7,2		
	161	10,81	0,067	0,13	SPC	3,429	/	0	/	7,2		

Tableau V.1.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x)

	N	M	e	h/2-c	Obs	A ₁	A'	A _s	A _s '	A _{min}	Choix armatures	A(adoptée)
	(Kn)	(Kn.m)	(m)	(m)		(cm ²)		(cm ²)				
45×45	1981,16	1,448	7×10 ⁻⁴	0,205	SEC	/	/	(0)	0	16,2	4HA20+4HA16	20,6
	561,73	0,434	8×10 ⁻⁴	0,205	SPC	6,9499	/	(0)	/	16,2		
	1051,75	30,24	0,029	0,205	SPC	15,424	/	(0)	/	16,2		
40×40	1401,72	2,941	0,002	0,18	SEC	/	/	(0)	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	399,66	21,64	0,054	0,18	SPC	6,4045	/	(0)	/	12,8		
	803,54	30,93	0,038	0,18	SPC	12,495	/	(0)	/	12,8		
35×35	828,54	3,319	0,004	0,155	SEC	/	/	(0)	0	9,8	8HA14	12,31
	202,55	16,62	0,082	0,155	SPC	3,7495	/	(0)	/	9,8		
	313,45	25,39	0,081	0,155	SPC	5,8796	/	(0)	/	9,8		
30×30	340,75	2,903	0,009	0,13	SEC	/	/	(0)	0	7,2	8HA12	9,04
	9,76	1,783	0,183	0,13	SPC	0,2733	/	0,03	/	7,2		
	148,66	19,32	0,13	0,13	SPC	4,2268	/	(0)	/	7,2		

Tableau V.1.3: Ferrailage des poteaux.

V.1.5 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

- Avec :
- τ_{bu} : Contrainte de cisaillement
 - V_u : effort tranchant de la section étudiée
 - b : la largeur de la section étudiée
 - d : la hauteur utile (d = h- c)
 - $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$
 - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

L_0 : La hauteur libre du poteau

Niveau	V_u	a (m)	h (m)	h_p (m)	L_0 (m)	L_r (m)	λg	P_b	$\bar{\tau}_{bu}$	τ_{bu}	condition
RDC RB	7,57	0,45	4,08	0,4	3,68	2,6	5,77	0,08	1,88	0,039	CV
	12,83									0,066	CV
ES1/ES2	20,08	0,45	3,06	0,4	2,66	1,88	4,17	0,04	1	0,1	CV
	25,33									0,13	CV
ES3/ES4	20,54	0,4	3,06	0,4	2,66	1,88	4,7	0,04	1	0,135	CV
	16,14									0,1	CV
RDC RH	14,45	0,4	4,08	0,4	3,68	2,6	6,5	0,08	1,88	0,095	CV
	16,36									0,11	CV
ET1/ET3	17,28	0,35	3,06	0,4	2,66	1,88	5,14	0,08	1,88	0,15	CV
	13,05									0,11	CV
ET4/ET5	13,5	0,3	3,06	0,4	2,66	1,88	6,26	0,08	1,88	0,16	CV
	7,78									0,09	CV

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont admissibles.

V.1.6 Longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$T_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{➤ HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{➤ HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{➤ HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm on prend } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{➤ HA20 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm on prend } l_s = 80 \text{ cm}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40\phi$

➤ Pour les HA12 :

$$L = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

➤ Pour les HA14 :

$$L = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ Pour les HA16 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

➤ Pour les HA20 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

V.1.7 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

$$\text{Soit : } A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$$

b) Calcul des espacements :

➤ L'espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).

• En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

• En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : ϕ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c) Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

d) Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,707 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section du poteau

I : moment d'inertie du poteau ($I = ab^3 / 12$)

Application numérique :

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 4,08 = 2.88 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0034}{0.203}} = 0.129$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.88}{0.129} = 22.33$$

$\lambda_g \geq 5$ donc le coefficient $\rho_a = 2,50$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 25.33 \text{ KN}$

Pour les poteaux du RDC (45×45) :

➤ **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 25.33}{45 \times 40} \times 10 = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 25.33}{45 \times 40} \times 15 = 0.53 \text{ cm}^2$$

V.1.8 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \cdot S_t \cdot b$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2 > A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

• **Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres $L' = 2 \times h$

$h' = \max (h_0/6 ; b_1 ; h_1; 60\text{cm})$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$h' = \max(45; 45; 45; 60\text{cm})$

$h' = 60\text{ cm}$

V.1.9 Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers

b) Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c) Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta (A_s + A_s')$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{\text{ser}} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma}_b$

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

B_0 : Section total homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$$

Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{\text{ser}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{comprimée.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{\text{ser}}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{\text{ser}}}{S}; S = \frac{b}{2} \cdot y_{\text{ser}} + 15[A' \cdot (y_{\text{ser}} - c') - A \cdot (d - y_{\text{ser}})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

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

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieur

sens	zone	Sec	Comb	N _s (kN)	Ms (KN.m)	Nature	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _b	cond	σ _{asup}	σ _{ainf}	σ _a	cond
X-x	1	45 × 45	Nmax	1503,12	21,308	SEC	7,69	5,54	15	CV	113,8	84,5	400	CV
			Nmin	561,73	5,289	SEC	2,74	2,2		CV	40,7	33,4		CV
			Mmax	978,87	40,13	SEC	6,33	2,28		CV	92,2	36,9		CV
	2	40 × 40	Nmax	1063,08	4,222	SEC	6,33	5,7	15	CV	94,5	86	400	CV
			Nmin	399,66	6,998	SEC	2,79	1,74		CV	41	26,9		CV
			Mmax	723,37	30,925	SEC	6,41	1,78		CV	92,6	30,2		CV
	3	35 × 35	Nmax	618,67	13,56	SEC	6,04	3,04	15	CV	88	48,2	400	CV
			Nmin	202,55	4,82	SEC	2,02	0,95		CV	29,4	15,2		CV
			Mmax	587,4	23,239	SEC	6,8	1,74		CV	98,8	30,5		CV
	4	30x30	Nmax	252,21	0,714	SEC	2,64	2,39	15	CV	39,4	36,1	400	CV
			Nmin	69,72	2,895	SEC	1,21	0,18		CV	17,1	3,77		CV
			Mmax	105,93	10,246	SPC	3,07	0		CV	41,7	-15,2		CV
Y-y	1	45 × 45	Nmax	1503,12	4,197	SEC	6,82	6,4	15	CV	102,1	96,3	400	CV
			Nmin	561,73	0,434	SEC	2,49	2,45		CV	37,4	36,8		CV
			Mmax	1051,75	30,236	SEC	6,15	3,1		CV	90,2	48,5		CV
	2	40 × 40	Nmax	1063,08	11,228	SEC	14,8	0	15	CV	208	-35,5	400	CV
			Nmin	399,66	21,636	SEC	3,88	0,64		CV	55,8	12,1		CV
			Mmax	803,54	30,925	SEC	6,86	2,23		CV	99,4	37		CV
	3	35 × 35	Nmax	618,67	4,169	SEC	5	4,08	15	CV	74,2	61,9	400	CV
			Nmin	202,55	16,62	SPC	3,35	0		CV	47,1	-3,15		CV
			Mmax	313,45	25,391	SPC	5,15	0		CV	72,3	-4,18		CV
	4	30x30	Nmax	252,21	3,068	SEC	3,06	1,97	15	CV	44,8	30,7	400	CV
			Nmin	69,72	8,601	SPC	2,54	0		CV	33,7			CV
			Mmax	114,73	18,815	SPC	5,54	0		CV	71,4	-80,8		CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes dans le sens transversal

V.1.10 Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone II

	Section	Armatures longitudinaux
Zone 1	45×45	4 HA 20 + 4 HA 16
Zone 2	40×40	4 HA 16 + 4 HA 14
Zone 3	35×35	8HA 14
zone 4	30×30	8 HA 12

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** :

- **Combinaison fondamentale**

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \text{ a L'ELU} \\ G+Q \text{ a L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

- **Combinaisons accidentelle**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

V.2.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Poutres Principales (30 × 40) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
- Poutres Secondaires (30 × 35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$
- Poutres chainage (25 × 40) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante
- 6 % en zone de recouvrement

- **Poutres Principales(30 x 40) :**

En zone courante $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$

En zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$

- **Poutres Secondaire(30 × 35) :**

En zone courante $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

En zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

- **Poutres de chinage (30 × 40) :**

En zone courante $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40\text{cm}^2$

En zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60\text{cm}^2$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 \emptyset en zone I et II

50 \emptyset en zone III

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b =$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :
 $\min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right)$

➤ En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{4}$

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3 Étapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h: Hauteur de la section du béton,

b: Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d=h-c$

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues

➤ **Calcul du moment réduit**

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

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement |

armée $A_c = 0$ $\mu <$

$\mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

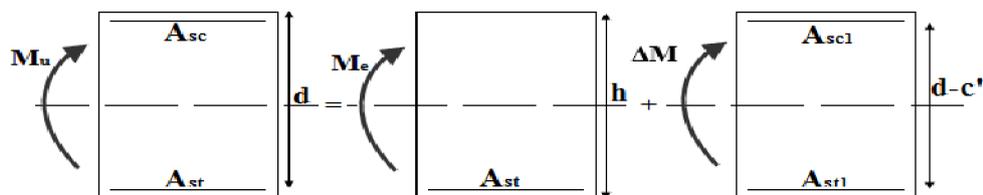


Figure V.2.1 : section doublement armée

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	Fe (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_c	f_{bu} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	21.73	400

Tableau V.2.1: Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

➤ Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis soit en travée

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales :
- En travée :

Ferrailages des poutres principales en travée à L'ELU (30×40)							
Zone	M_{max} (KN. m)	μ	OBS	β	A_t (cm ²)	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm)
Une seule	55.291	0.089	SSA	0.9535	4.38	3HA14+2HA12	6.88

Tableau V.2.2: ferrailage des poutres principales en travée

- **Aux appuis :**

Ferrailages des poutres principales aux appuis à L'ELU (30×40)							
Zone	M_{max}(KN. m)	μ	OBS	β	A_t(cm²)	Ferrailage	A_{adoptée}
Une seule	94.394	0.153	SSA	0.9175	7.7	3HA14+3HA14	9.24

Tableau V.2.3: ferrailage des poutres principales aux appuis

- **Poutres Secondaire :**

- **En travée :**

Ferrailages des poutres secondaires en travée à L'ELU (30×35)							
Zone	M_{max}(KN. m)	μ	OBS	β	A_t(cm²)	Ferrailage	A_{adoptée}(cm²)
Une seule	44.315	0.0955	SSA	0.95	4.06	3HA14	4.62

Tableau V.2.4: ferrailage des poutres Secondaire en travée.

- **Aux appuis :**

Ferrailages des poutres secondaires aux appuis à L'ELU (30×35)							
Zone	M_{max}(KN. m)	μ	OBS	β	A_t(cm²)	Ferrailage	A_{adoptée}
Une seule	59.378	0.128	SSA	0.931	5.55	3HA14+2HA10	6.19

Tableau V.2.5: ferrailage des poutres Secondaires aux appuis

- **Poutres de chaînage :**

- **En travée :**

Ferrailages des poutres de chaînage en travée à L'ELU (25×40)							
Zone	M_{max}(KN. m)	μ	OBS	β	A_t(cm²)	Ferrailage	A_{adoptée}(cm²)
Une seule	24.262	0.048	SSA	0.975	1.88	3HA12	3.39

Tableau V.2.6: ferrailage des poutres chaînage en travée.

- **Aux appuis :**

Ferrailages des poutres de chaînage aux appuis à L'ELU (25×40)							
Zone	M_{max}(KN. m)	μ	OBS	β	A_t(cm²)	Ferrailage	A_{adoptée}(cm²)
Une seule	18.74	0.048	SSA	0.975	1.45	3HA12	3.39

Tableau V.2.7 : ferrailage des poutres de chaînage aux appuis

V.2.4 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ Poutres principales :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$A_{adopté} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée}$$

• En travées :

$$A_{adopté} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

➤ Poutres Secondaire: $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$ **• Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 6.19 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

• En travées :

$$A_{adopté} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée}$$

➤ Poutres de chinage: $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$ **• Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 3.39 > A_{st}^{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

• En travées :

$$A_{adopté} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée}$$

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

Avec : T_u^{max} : effort tranchant à l'ELU

➤ Poutres principales : $T_u^{max} = 129.82 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{129.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 1.13 \text{ MPa}$$

➤ Poutres Secondaire : $T_u^{max} = 68.9 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{68.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.695 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres de chinage:** $T_u^{\max} = 29.93 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{29.93 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.38} = 0.315 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

- **Poutres principales :** $\tau_u = 1.13 = \bar{\tau}_u 3.33$ condition vérifiée
- **Poutres Secondaire :** $\tau_u = 0.695 < \bar{\tau}_u = 3.33$ condition vérifiée
- **Poutres de chinage :** $\tau_u = 0.315 < \bar{\tau}_u = 3.33$ condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inferieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égala : $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

$$A_s = \frac{1.15}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- **Poutres principales :** $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(129.82 - \frac{55.291}{0.9 \times 0.38} \right) = -31.84 < 0$
- **Poutres Secondaire :** $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(68.9 - \frac{44.315}{0.9 \times 0.38} \right) = -60.67 < 0$
- **Poutres de chinage :** $\left(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(29.93 - \frac{24.262}{0.9 \times 0.38} \right) = -41.01 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que :

$$\bar{T}_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{1.5}$$

- **Poutres principales :** $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 892 \text{ KN} > 129.82$ condition vérifiée
- **Poutres Secondaire :** $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 774 \text{ KN} > 68.9$ condition vérifiée

- **Poutres de chinage** : $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 570 \text{ KN} > 29.9$ condition vérifiée

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$ sommes des périmètre utiles des armature

• **Poutres principales**

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 14) \times 3.14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{129.82 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 219.8} = 1.73 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

• **Poutres Secondaire**

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 10) \times 3.14 = 194.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{68.9 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 194.68} = 1.19 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

• **Poutres de chinage**

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 12) \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.93 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 113.04} = 0.77 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.2.5 Ancrage des barres :

- **Longueur de scellements (Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (**Art A.6.1,253/BAEL91**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.75 \text{ cm} \rightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm} \rightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right)$$

➤ Poutre principales :

$$\phi_t \leq \min (1.14; 1.4; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Poutre secondaires :

$$\phi_t \leq \min (1; 1.4; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• Poutre de chinage :

$$\phi_t \leq \min (1.14; 1.2; 2.5) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

V.2.7 Les espacements :**➤ Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$$

- Poutre principales de (30× 40): $S_t = 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$
- Poutre principales de (30× 35): $S_t = 8.75 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$
- Poutre de chinage de (25× 40): $S_t = 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30× 40): $S_t = 20 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$
- Poutre principales de (30× 35): $S_t = 17.5 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$
- Poutre de chinage de (30× 40): $S_t = 20 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$

V.2.8 Délimitation de la zone nodale :

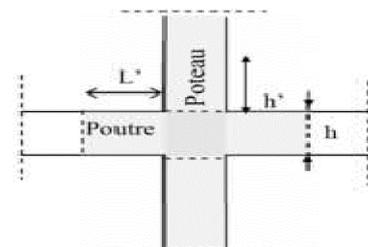
$$h' \leq \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

h : hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nus des poutres



On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80$ [cm]: Poutre principales de (30 × 40)

$L' = 2 \times 35 = 70$ [cm]: Poutre secondaires : de (30 × 35)

V.2.9 Armatures transversales minimales :

Selon le **RPA 99/version 2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

➤ Poutre principales :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.8 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutre de chinage :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée} \longrightarrow$$

V.2.10 Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

	M_s		A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
P.P	Travée	40.595	3.490	0.30 6	0.91 3	42.47	335.2 6	7.89	15	c.v
	Appuis	76.649	6.20	0.54 4	0.88 9	30.04	365.9 5	12.18	15	c.v
P.S	Travée	44.315	4.06	0.410	0.902	36.02	366.69	10.18	15	c.v
	Appuis	59.371	5.55	0.560	0.888	29.42	365.05	12.40	15	c.v
P.C	Travée	17.941	1.592	0.167	0.935	59.98	307.79	5.13	15	c.v
	Appuis	15.518	1.19	0.125	0.941	70.33	419.93	5.97	15	c.v

Tableau V.2.8: vérification du ferrailage des poutres

V.3 Ferrailage des voiles :

V.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

V.3.2 Découpage du diagramme en bandes (d), des contraintes en bandes de largeur(d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

➤ Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes

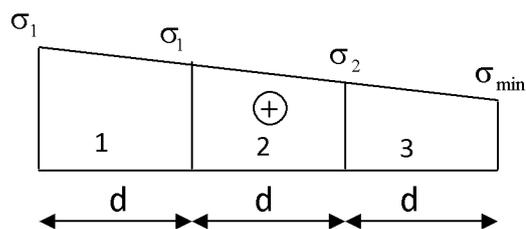
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

➤ Section partiellement comprimée



$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

➤ **Section entièrement tendue**

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$

V.3.3 Armatures verticales

➤ **Section entièrement comprimée pour une bande i**

$$A_{v_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

➤ **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i**

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

V.3.4 Armatures minimales :

➤ **Section entièrement comprimée**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

➤ **Section partiellement comprimée**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

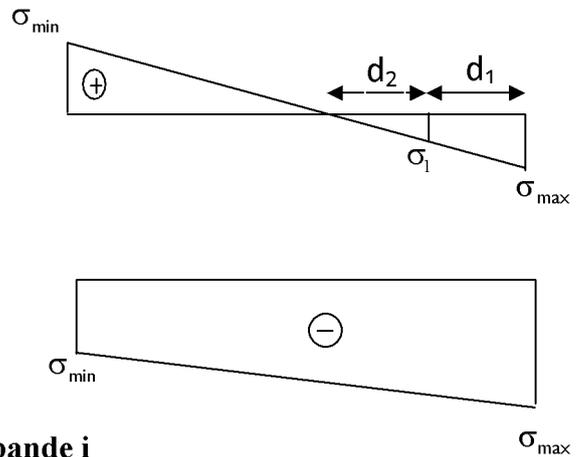
$A_{\min} \geq 0.002 B$ (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003).

B : section du tronçon considéré

➤ **Section entièrement tendue :**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$A_{\min} \geq 0.002 B$ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)



V.3.5 Armatures horizontales :

➤ **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- $A_H > 0,15\% \times B$

. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

➤ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$

- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

V.3.6 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003, Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.7 Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.8 Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{ 1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 20 cm)

V.3.9 Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.10 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.11 Vérification**➤ Vérification à L'ELS**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- D'après le RPA99(Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL(Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$ = contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée 99)

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA})$ Pour la fissuration préjudiciable.

V.3.12 Exemple de calcul : (zone I voile V_T)

Soit à calculer le ferrailage du voile V_T de longueur L = 2 m et d'épaisseur e = 0.2m

$$\sigma_{max} = 6731.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -4593.04 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul de la longueur comprimée

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min dans le voile V_T qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

A.N :

$$L_c = 1.19 \text{ m}$$

$$L_t = 0.81 \text{ m}$$

➤ Détermination de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) d \leq \min\left(\frac{4.08}{2}, \frac{2}{3} \times 1.19\right)$$

On opte pour d = 0,40m donné par le maillage en 4 parties.

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- bande 1 de longueur d₁ (bande extrême)

- bande 2 de longueur d₂ (bande centrale)

➤ Ferrailage du voile

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t.

• Calcul de la section d'acier

Bande 1 :

$$\sigma_{max} = 6731.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2296.52 \text{ KN/m}^2$$

On a : d₁ = d = 0,40 m

$$e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 275.58 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 6.89 \text{ cm}^2$$

Bande 2 :

$$\sigma_1 = 2296.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_2 = 0.4 \text{ m}$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$V_u = 155.366 \text{ KN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 91.86 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{v2} = 2.29 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue :**

chaque maille ($d = 0,4 \text{ m}$) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{min} = \max(0.002 \times d \times e ; d \times e \times \frac{2.1}{400}) = 4.2 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 \times V_u}{400} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 \times 155.36}{400} = 5.98 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature total**

$$\text{Bande 1 : } A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.4 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_1 = 9.05 \text{ cm}^2 = 2 \times 4 \text{ HA12}$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.82 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_2 = 4.52 \text{ cm}^2 = 2 \times 2 \text{ HA12}$$

- **Armatures horizontales**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0, 15\% B\right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{(5.98)}{4} ; \frac{0,15 \times 200 \times 20}{100} \right)$$

$$A_h \geq 6 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{6}{2} = 3 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : 5HA 10 (e= 20cm) = 3.93 cm²

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification des contraintes**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

- **BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{155.36 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 155.36 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{4113.85 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 9.05 \times 10^2} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage des voiles transversales :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m²)	0,4	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	6731,11	4147,12	4955,74	6298,85	
	σ_{min} [KN/m²]	-4593,04	-1672,16	-515,82	-373,37	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	155,36	144,72	125,5	82,98	
	L_t(m)	0,81	0,57	0,19	0,11	
	L_c(m)	1,19	1,43	1,81	1,89	
	d (m)	0,406	0,287	0,094	0,056	
	σ_1 [KN/m²]	2296,520	836,080	257,910	186,685	
	N (kN)	N₁	279,44	72,07	7,29	3,13
		N₂	93,146	24,025	2,431	1,045
	A_v (cm²)	A_{v1}	6,99	1,80	0,18	0,08
		A_{v2}	2,33	0,60	0,06	0,03
	A_{vj} (cm²)		5,98	5,57	4,83	3,19
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	8,48	3,19	1,39	0,88
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	2,33	1,99	1,27	0,82
	A_{min} (cm²)		4,26	3,02	0,99	0,59
	A_{vadopté} (cm²)	Bonde1	9,05	9,05	6,28	6,28
		Bonde 2	4,52	4,52	3,14	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA10	
		Bonde 2	2×2HA12	2×2HA12	2×2HA10	
	S_t (cm)	Bonde1	12,5	12,5	12,5	12,5
		Bonde 2	20	20	20	20
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,43	1,72	1,5	1,22
	A_H /nappe (cm²)		2,26	2,26	1,57	1,57
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10/nap	5HA10/nap	5HA10/nappe	5HA10/nap
ep =20cm		(A=3,93cm²)	(A=3,93cm²)	(A=3,93cm²)	(A=3,93cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,432	0,402	0,349	0,231
		τ_b(MPa)	0,604	0,563	0,488	0,323
	ELS	N_s (kN)	4113,85	3089,68	1968,97	800,91
σ_b(MPa)		9,79	7,35	4,75	1,93	

CHAPITRE VI:

Etude de l'infrastructure

I -Introduction :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, qui a pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.).
- Limitation des tassements compatibles.

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles.**
- **Les fondations profondes.**

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

II- Etude du sol de fondation :

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

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2.00 bar** comme contrainte admissible du Sol.

III- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

- **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = K = 1 \Rightarrow A = B$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad \text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

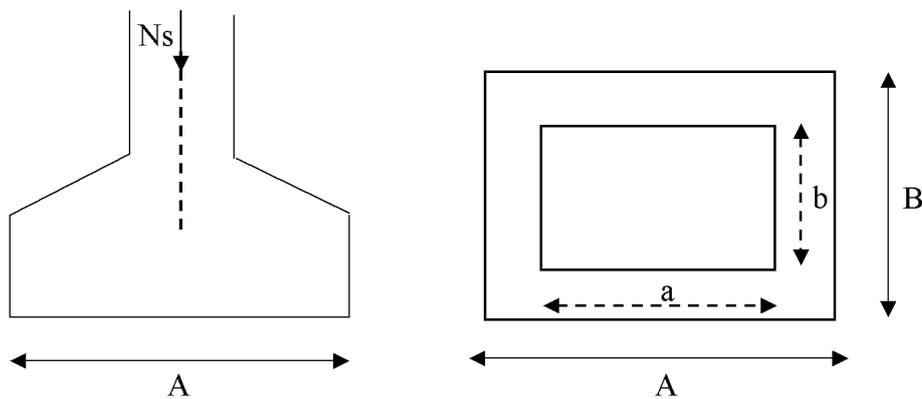


Figure : Semelle isolée.

Application numérique: $N_{ser} = 1437.74 \text{ kN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$

$$B \geq \sqrt{\frac{1437.74}{200}} = 2,68 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,68$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

- **Semelles filantes :**
- **Semelles sous poteaux**
- ✚ **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul**

-détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Exemple de calcul

Poteaux	N_s (kN)	M	e_i	$N_s \times e_i$ (kN.m)
C ₆₄	1437.74	-7.011	-4.5	-6469.83
C ₇₅	915.73	-0.358	0	0
C ₆₀	1139.53	-10.167	4.5	5127.88
	$R = \sum N_i = 3493$	$\sum = -17.536$		$\sum = -1341.95$

Tableau IX-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

On a :

$$R = \sum N_i = 3493 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1341.95 + (-17.536)}{3493} = -0.389 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9}{6} = 1.5 \text{ m}$$

$$e = -0.389 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9}{6} = 1.5 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{3493}{9} \left(1 + \frac{6 \times -0.389}{9}\right) = 287.46 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3493}{9} \left(1 - \frac{6 \times -0.389}{9}\right) = 488.74 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3493}{9} \left(1 + \frac{3 \times -0,389}{9}\right) = 337.7 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{337.7}{200} = 1,68 \text{ m on prend } B = 1,68 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1,68 \times 9 = 15.12 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = (15.12 \times 6) = 90.72 \text{ m}^2$$

▪ Semelles sous Voiles

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0,2 Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous

Voile	N_{ser} (kN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VL	3100	1	15.5	15.5
				$S_t = 15.5$

IX-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N_{ser} (kN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VL 1	4113.85	2	10.28	20.56
VL 2	3251.96	2	8.12	16.25
				$S_t = 36.81$

Tableau : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 52.31 \text{ m}^2$.

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 90.72 + 52.31 = 143.03 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 198.27 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{143.03}{198.27} = 0.72 \quad \Longrightarrow \quad \text{La surface des semelles représente 72 \%}$$

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IV- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

- **Pré dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4.5 \text{ m} ; \Longrightarrow 56 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

On prend : **h = 80cm.**

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs

Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

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 (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

Ce qui conduit a :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.5\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot 40}{10818.86}} = 0.907 \text{ m}$$

On adopte pour : $h=100\text{cm}=1.00\text{m}$.

▪ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm} \implies h_d = 40 \text{ cm}$$

▪ **Nervure**

• **La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \implies h_n = 60 \text{ cm}$$

La largeur de la nervure :

$$0.7h_n \leq b_n \leq 0.9h_n$$

$$0.7 \times 60 \leq b_n \leq 0.9 \times 60$$

$$42 \leq b_n \leq 54$$

On adopte pour : $b_n = 50 \text{ cm}$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures : $h=100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$

IV- 1 détermination de la surface nécessaire au radier :

• **Les charges**

La charge permanente totale à la base $G=22218.75 \text{ kN}$.

La charge d'exploitation totale à la base $Q = 4662.55 \text{ kN}$

• **Les combinaisons**

L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22218.75 + 1.5 \times 4662.55 = 36989.13 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 22218.75 + 4662.55 = 26881.3 \text{ kN}$

IV- 1-1 Caractéristiques du radier

- **a Surface du radier**

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{36989,13}{1,33 \times 200} = 139,05 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{26881,3}{200} = 134,406 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 139,05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 198,27 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 139,05 \text{ m}^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{\text{déb}}$ avec :

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}.$$

Avec :

h : hauteur du radier

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 198,27 + 58,01 \times 0,5 = 227,27 \text{ m}^2.$$

IV- 1-2 Détermination des efforts à la base du radier :

- **charge permanentes :**

- **Poids total du radier**

$G_{\text{rad}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids de T.V.O}$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 227,27 \times 0,4 \times 25 = 2272,7 \text{ kN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times h_n \times L_n \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{nervure}} = ((0,5 \times (1-0,4) \times (9 \times 5)) + (0,65 \times (1-0,4) \times 25 \times 6) \times 25) = 1462,5 \text{ kN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{T.V.O}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n \times h_{\text{dal}}) \times \rho_b$$

$$S_{\text{ner}} = \frac{P_{\text{ner}}}{\rho_b} = \frac{1462,5}{0,5 \times 25} = 117 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = ((227,27 - 117) \times (1 - 0,4)) \times 25 = 1654,05 \text{ kN}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{déf}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{rad}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{déf}} = (227,27 - 117) \times 0,1 \times 25 = 275,675$$

Le poids total de radier :

$$G_{\text{rad}} = 2272.7 + 1462.5 + 1654.05 + 275.675 = 5664.925$$

- **Surcharges d'exploitation :**

Surcharges du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 4662.55 \text{ KN}$

Surcharges du radier $Q_{\text{rad}} = 1136.35 \text{ KN}$

$$Q_{\text{rad}} = 227.27 \times 5 = 1136.35 \text{ kN}$$

le poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{rad}} + G_{\text{str}} = 5664.925 + 22218.75 = 27883.675$$

$$Q_t = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 1136.35 + 4662.55 = 5798.9$$

Les combinaisons d'actions

$$L'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 27883.675 + 1.5 \times 5798.9 = 46341.31 \text{ kN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 27883.675 + 5798.9 = 33682.575 \text{ kN}$$

IV .1.3 Calcul des caractéristiques géométriques du radier

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 4.725 \quad y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.650$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = 16309.8086 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 4866.5397 \text{ m}^4$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.211)X .2.4 Vérifications

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,9 \text{ hd} = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{46341.31 \times 1}{227.27 \times 2} \times \frac{3.5}{2} = 178.41 \text{ MP}$$

$$\tau_u = \frac{178.41 \times 1000}{1000 \times 0.36 \times 1000} = 0.495 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.495 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **a 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 :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_j (K=0) + T_j (K=0).h$$

Avec :

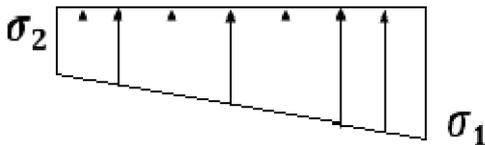
$M_j (K=0)$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_j (K=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$$

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} v$$

v : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 466341.31 \text{ KN}$$

$$N_s = 33682.575 \text{ KN}$$

Sens longitudinal

ELU :

$$M_X = 6.204 + 247.13 \times 1.00 = 253.334 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} v = \frac{46341.31}{227.27} + \frac{253.334}{4866.5397} \times 4.725 = 204.14$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} v = \frac{46341.31}{227.27} - \frac{36995.334}{4866.5397} \times 4.725 = 198.57$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204.14 + 198.57}{4} = 202.74 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifier}$$

ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} v = \frac{33682.575}{227.27} + \frac{253.334}{4866.5397} \times 4.725 = 148.45$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} V = \frac{33682.575}{227.27} - \frac{253.334}{4866.5397} \times 4.725 = 147.96$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 148.45 + 147.96}{4} = 148.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition verifier}$$

Sens transversale

$$M_y = 7.446 + 268.11 \times 1,00 = 275.556 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} V = \frac{46341.31}{227.27} + \frac{275.556}{16309.8086} \times 8.650 = 204.05$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} V = \frac{46341.31}{227.27} - \frac{275.556}{16309.8086} \times 8.650 = 203.75$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204.05 + 203.75}{4} = 203.97 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \implies \text{Condition verifier}$$

ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} V = \frac{33682.575}{227.27} + \frac{275.556}{4866.5397} \times 8.650 = 148.69$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} V = \frac{33682.575}{227.27} - \frac{275.556}{4866.5397} \times 8.650 = 147.71$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 148.69 + 147.71}{4} = 148.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition verifier}$$

- **Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

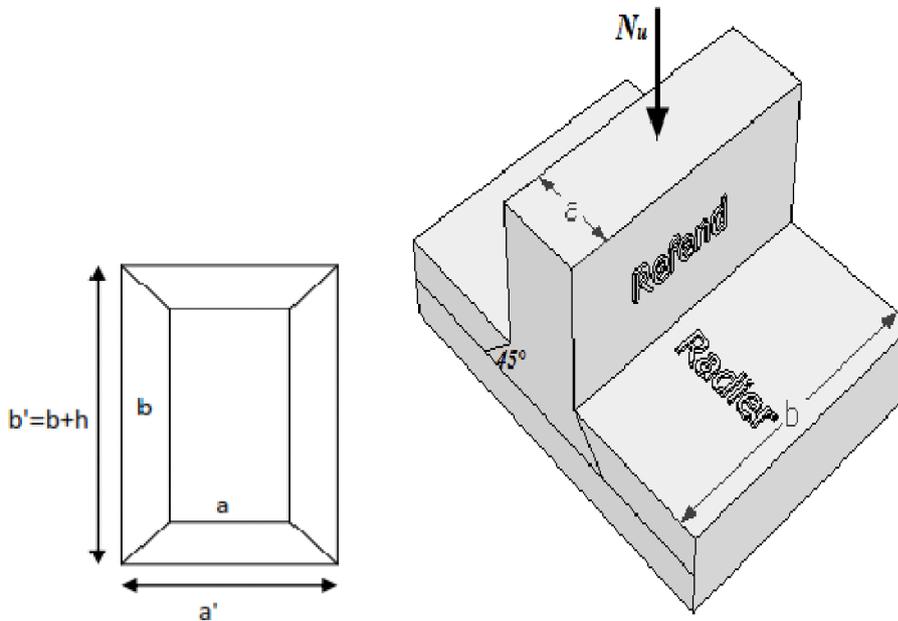


Figure : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.00) \times 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times H \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1.00 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4350 \text{ KN}$$

$$N_u = \quad \leq \bar{N}_u = 4350 \text{ KN} \quad \implies \text{condition vérifié}$$

Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') = (a+b+2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1.00) \times 2 = 6.4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times H \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.4 \times 1.00 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 1383.14 \leq \bar{N}_u = 4800 \text{ KN} \quad \implies \text{Condition vérifié}$$

• **Ferraillage du radier**

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément

répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

- **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = qu \frac{l_x^2}{8}, \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au Centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = qu \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y Sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } L_x < L_y$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les Calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité

$L_x = 3,5 \text{ m}$; $L_y = 4,5 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,5} = 0,77$$

$0,4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous allons soustraire de la contrainte σ_m , la contrainte due au Poids propre du radier, Ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (203,97) - \frac{5664,925}{227,27} = 179,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (148,44) - \frac{5664,925}{227,27} = 123,52 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,77 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0598 \\ \mu_y = 0,542 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc } \begin{cases} M_x = 0.0598 \times 179.05 \times 3.5^2 = 131.16 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.542 \times 131.16 = 71.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M0x$ ou $0,75M0y$
- Moment sur appuis : $0,5M0x$ ou $0,5M0y$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M0x$ ou $0,75M0y$
- Moment sur appui de rive : $0,3M0x$ ou $0,3M0y$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M0x$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

- **Ferraillage dans le sens x-x**

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 131.16 \times 0,5 = 65.58 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 131.16 \times 0,75 = 98.37 \text{ kN.m}$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{65.58 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.032 \qquad \beta_u = 0.984$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{65.58 \times 10^6}{0.984 \times 380 \times 348} = 5.03 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.24

Avec : **St =15cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{98.37 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.048 \quad \beta_u = 0.975$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{98.37 \times 10^6}{0.975 \times 380 \times 348} = 7.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14=9.24

Avec : St =15 cm

• **Ferraillage dans le sens y-y**

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 71.08 \times 0,5 = 35.54 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 71.08 \times 0,75 = 53.31 \text{ kN.m}$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35.54 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.018 \quad \beta_u = 0.991$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{35.54 \times 10^6}{0.991 \times 380 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10=4.71

Avec : St =15 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{53.31 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.026 \longrightarrow \beta_u = 0.987$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{53.31 \times 10^6}{0.987 \times 380 \times 348} = 4.08$$

Soit : 6HA14=9.24

Avec : St =15 cm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Zone	Sens	M (KN.m)	Ferrailage	St (cm)	Section (cm ²)
En travée	X-X	98.37	6HA14	15	9.24
	Y-Y	53.31	6HA14	15	9.24
Aux appuis	X-X	65.58	6HA14	15	9.24
	Y-Y	35.54	6HA10	15	4.71

Tableau : Ferrailage du radier

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

- **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \delta_0 b h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$\delta_0 = 0.8\% \quad \text{pour les HA}$$

$$A_{min} = \delta_0 b h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.77}{2} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Sens XX :

$$A_u^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Sens YY :

$$A_u^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,56 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des espacements : BAEL91 (Art A.8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

Sens XX

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{120, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens YY

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{160, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{q_u l_y}{2} = \frac{179.05 \times 4.5}{2} = 402.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{402.86 \times 10^3}{1000 \times 380} = 1.060 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.060 < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \longrightarrow \text{cv}$$

• **Calcul et vérification à l'E.L.S**

▪ **Evaluation des moments Mx et My**

Evaluation des moments Mx, My

$$\rho = 0.77 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc } \begin{cases} M_x = 0.0663 \times 132 \times 3.5^2 = 107.2071 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.670 \times 107.2071 = 71.828 \text{ KN.m} \end{cases}$$

sens x-x

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 107.2071 \times 0,5 = 53.60 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 107.2071 \times 0,75 = 80.40 \text{ kN.m}$

Sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 71.828 \times 0,5 = 35.91 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 71.828 \times 0,75 = 53.871 \text{ kN.m}$

▪ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Sens x-x :

Aux appuis

$$A_s = 9.24$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 38} = 0.243 \longrightarrow \beta = 0.921$$

$$K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{53.60 \times 10^3}{0.921 \times 38 \times 9.24} = 165.74 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 3.43 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

En travées $A_s = 9.24$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 38} = 0.243 \longrightarrow \beta = 0.921$$

$$K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{80.40 \times 10^3}{0.921 \times 38 \times 9.24} = 248.62 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 5.14 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Sens x-x :

Aux appuis $A_s = 9.24$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 38} = 0.243 \longrightarrow \beta = 0.921$$

$$K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{35.91 \times 10^3}{0.921 \times 38 \times 9.24} = 111.04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 2.29 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

En travées $A_s = 4.71$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 38} = 0.122 \longrightarrow \beta = 0.942$$

$$K_1 = 71.21$$

$$\sigma_s = \frac{53.871 \times 10^3}{0.921 \times 38 \times 4.71} = 326.80 \text{ MPA}$$

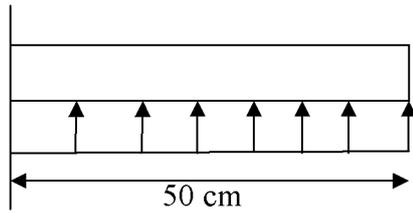
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 4.58 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire

▪ Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur



Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

• Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour les efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

▪ Cas de chargement trapézoïdal :

Sens longitudinal

A L'ELU: $q_u = 179.05 \text{ KN/ml}$

📊 Moment fléchissant

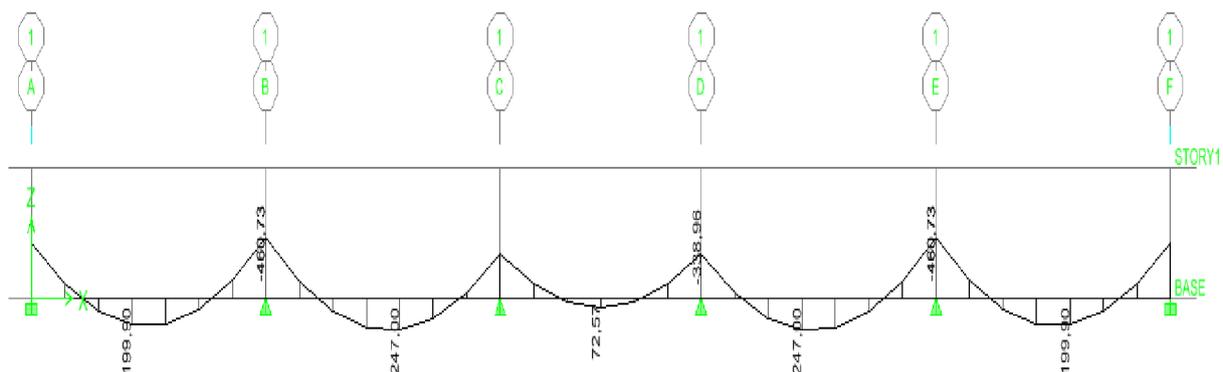


Figure : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Effort tranchant

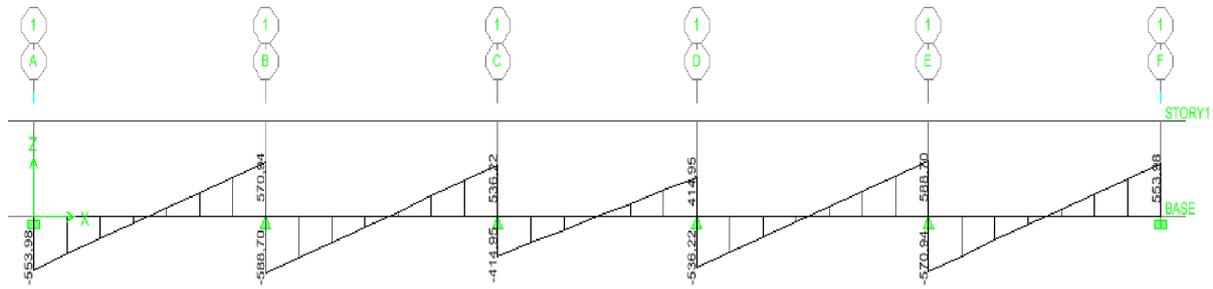


Figure : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

A l'ELS : $q_s = 123.52 \text{ KN/m}^2$

Moment fléchissant

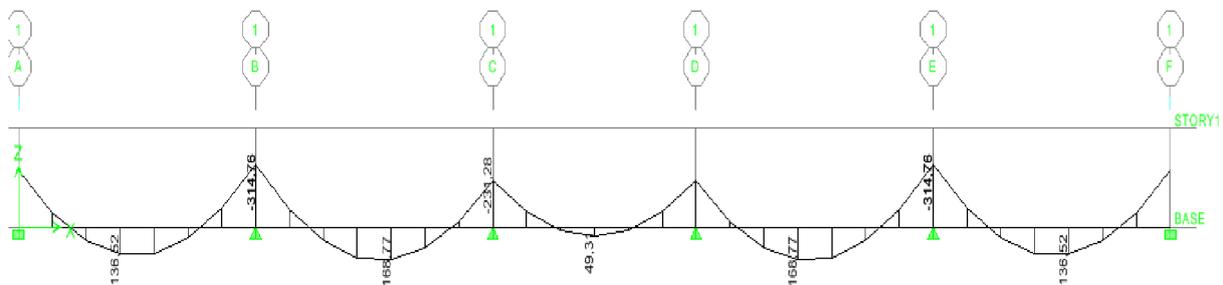


Figure : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Effort tranchant

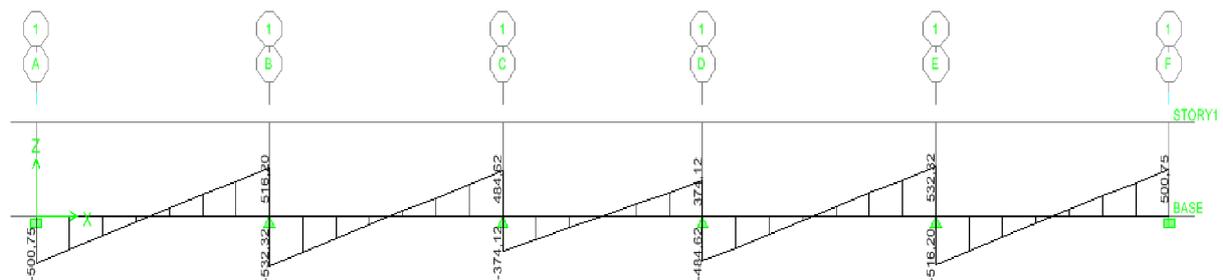


Figure : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens		Mmax (KN.m)	μ	OBS	B	As (cm)	ferraillage	A (adoptée)
XX	Appuis	-460.73	0.072	SSA	0.963	14.47	8HA20+4HA14	33.15
	Travées	247.00	0.038	SSA	0.981	7.61	8HA20+4HA14	33.15
YY	Appuis	-709.37	0.110	SSA	0.942	22.77	8HA20+4HA14	33.15
	Travées	341.55	0.052	SSA	0.973	10.61	8HA20+4HA14	33.15

Tableau : ferrailage de la nervure

Avec :
$$\mu_u = \frac{M}{bd^2f_{bc}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

Remarque

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ;
 Leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée
 Perpendiculairement à leur direction (**Art./A.8.3 BAEL91modifiées 99**).

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 10cm ; la quantité d'armatures nécessaire est

Donc
$$A_p = \frac{3}{1 \times 1.00} = 0.03 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons des barres de 3 x 2HA12 comme armature de peau

Sens Y-Y :

A L'ELU :

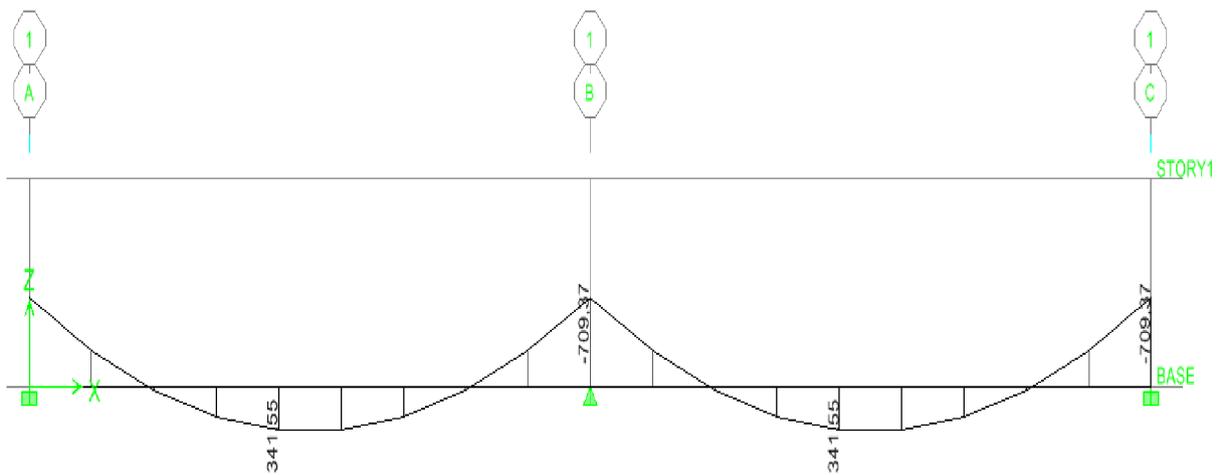


Figure : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

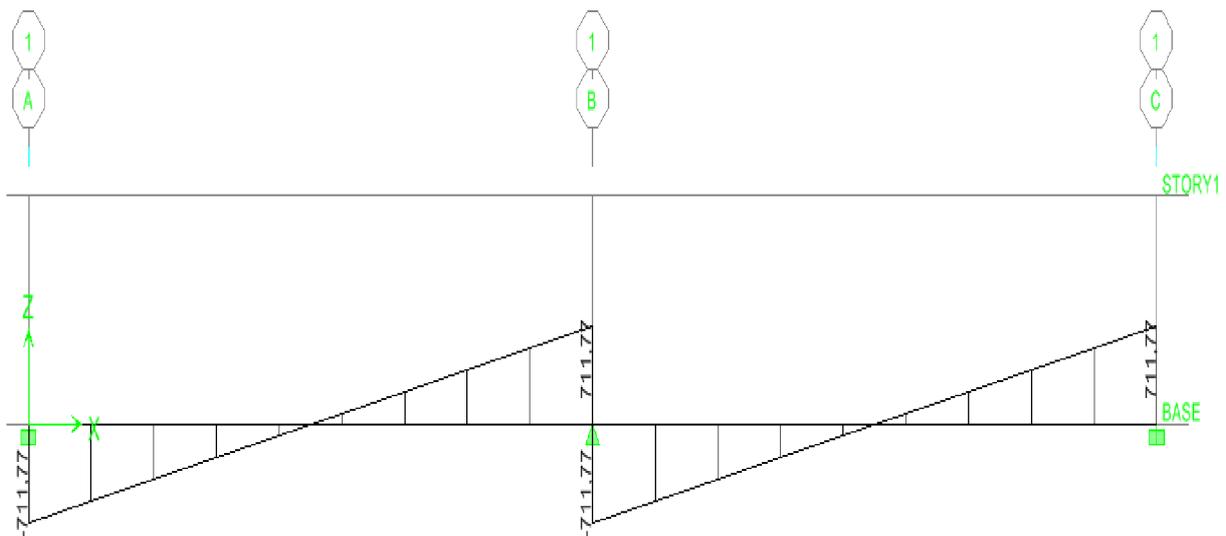


Figure : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

A L'ELS :

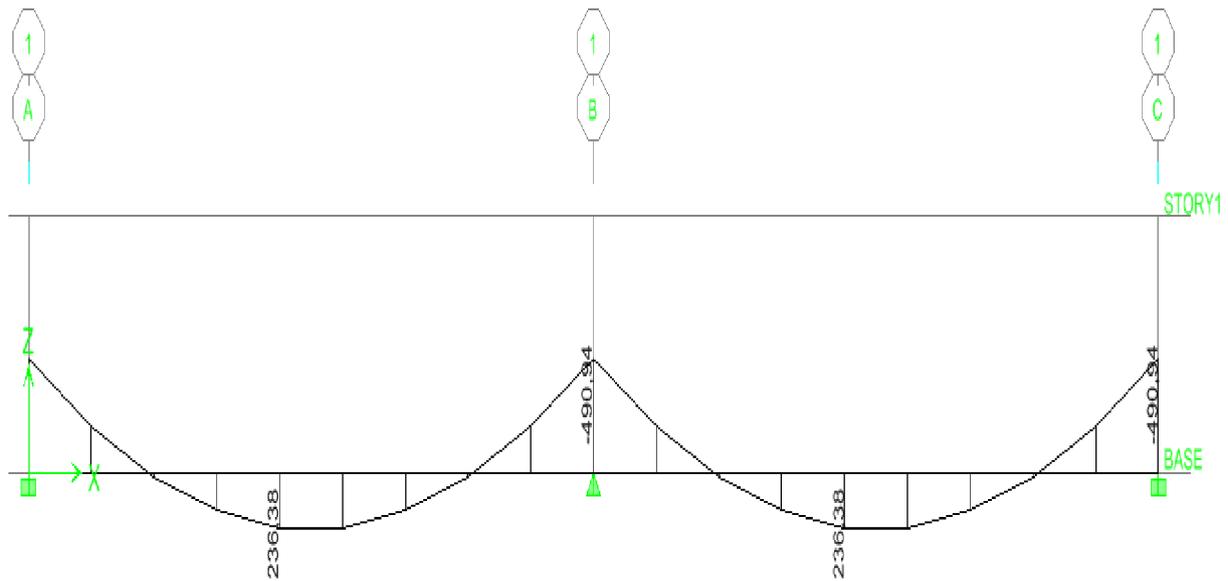


Figure : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

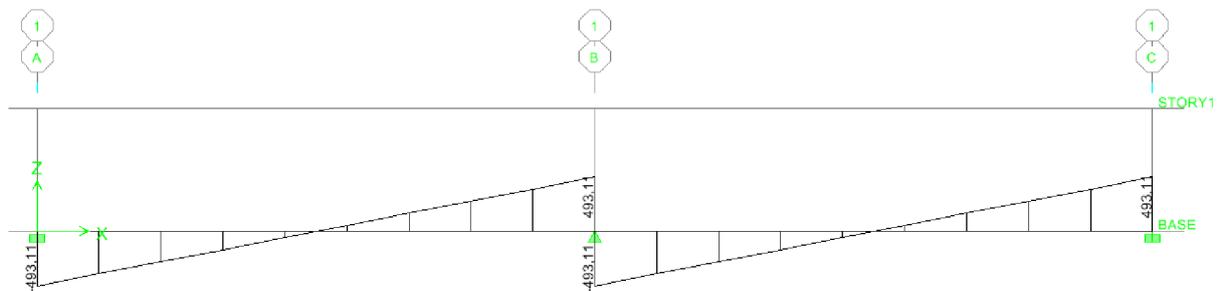


Figure : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

- **Vérification a ELU**
 - **Condition de fragilité : (BEAL91/Art A.4.2, 1)**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Sens x-x

$A_s > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y

$A_s > A_{min} = 5.73 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 588.70 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{588.7 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$T_u = \min \left(0.15 f_{c28} \frac{Y_b}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$T_u = 1.23 \text{ Mpa} < T_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

- ✚ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\varphi \geq \frac{\varphi_1}{35} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

φ_1 : **Diamètre des armatures transversales**

- **Espacement max des armatures transversales (Art.7.5.2.2 /RPA99/2003)**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\varphi_1) = \min (100/4, 12 \times 1.00)$$

Soit :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\varphi_1) = \min (25\text{cm}, 12\text{cm}) = 12\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante (travée)

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50$$

On opte pour $S_t = 15\text{cm}$

- **Vérification de la section minimale du RPA**

$$A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 65 = 2.2\text{cm}^2$$

$$A_{t \min} = 3,02\text{cm}^2 > = 2.25\text{cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :

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

$$A_{t \min} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Sens		Mmax (KN.m)	ρ	β	K	σ_{st} Mpa	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_b$	OBS
XX	Appuis	-314.75	0.205	0.974	53.49	348.16	6.50	15	OK
	Travées	168.77	0.109	0.987	75.91	348.16	4.58	15	
YY	Appuis	490.34	0.324	0.960	41.18	347.30	8.30	15	
	Travées	236.38	0.165	0.982	60.50	321.22	5.30	15	

Tableau : vérification des contraintes

Bibliographie

- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- Cour de DDS , RDM , MDS ,bâtiment et de béton des années précédentes.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

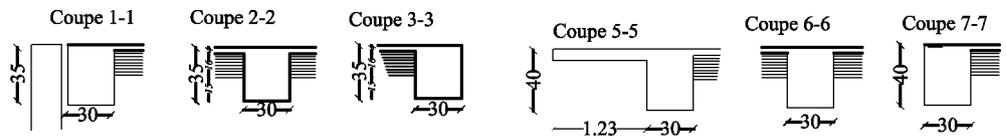
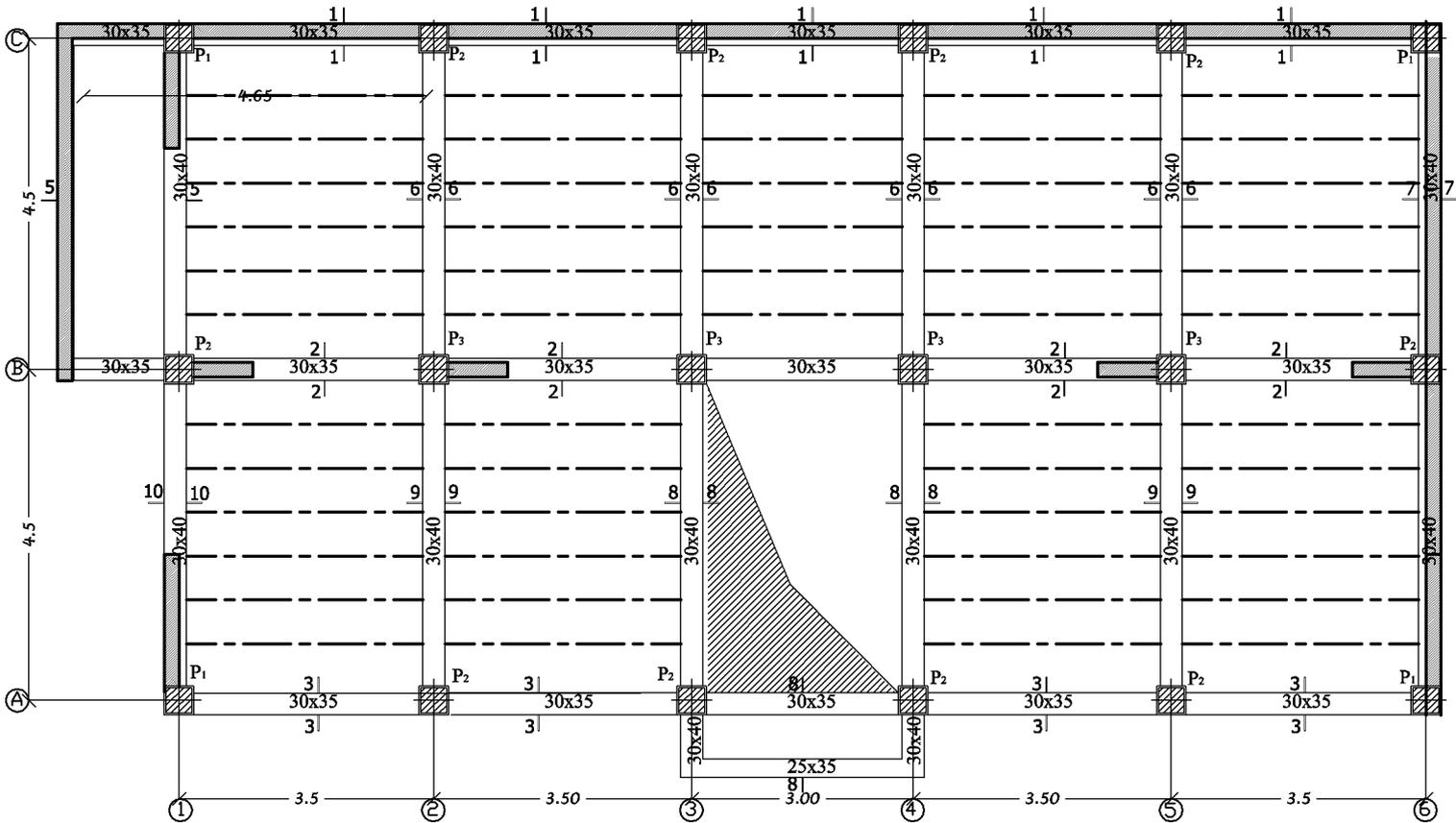
Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut

s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

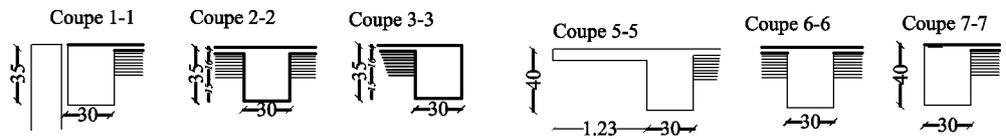
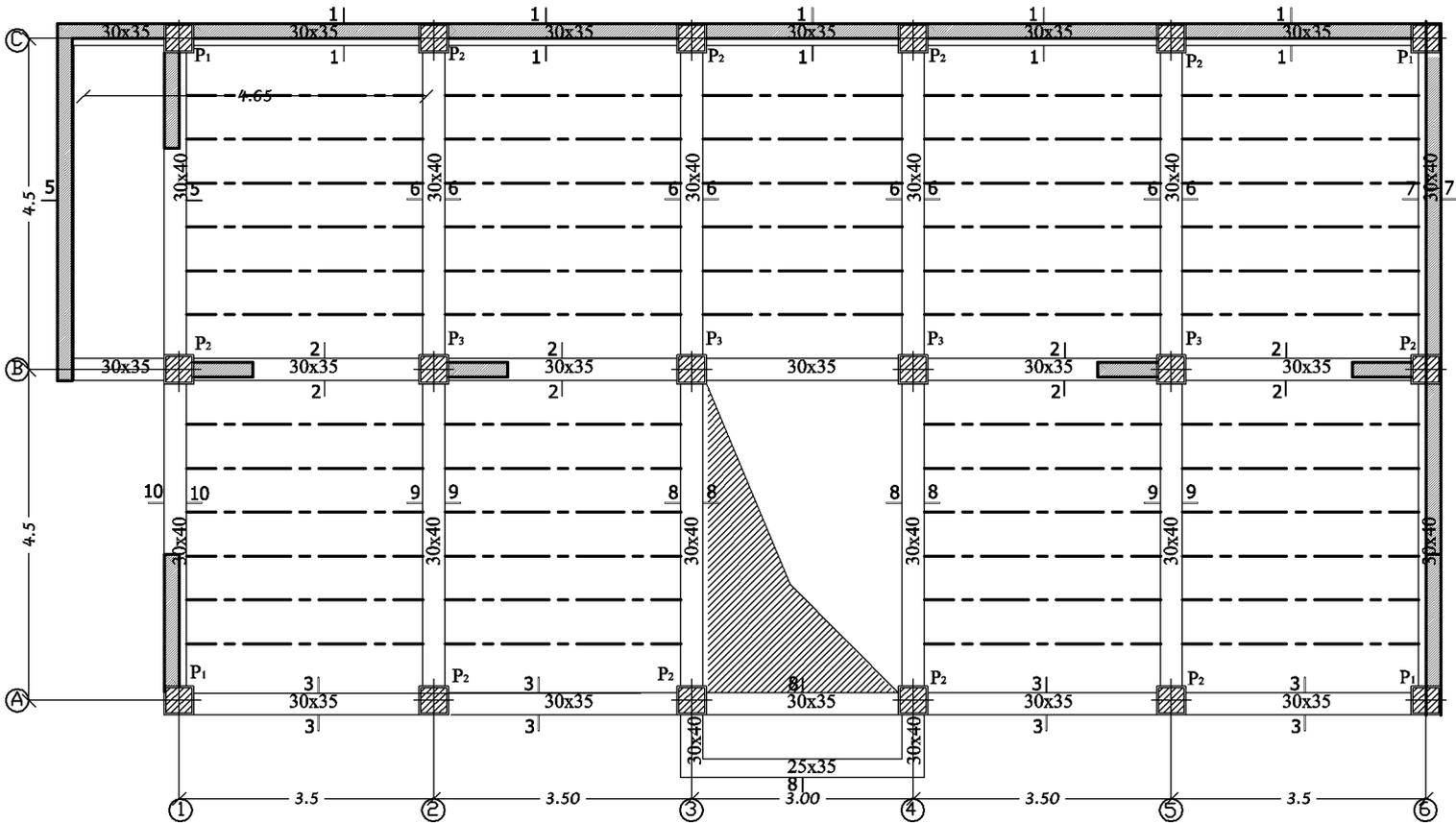
Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

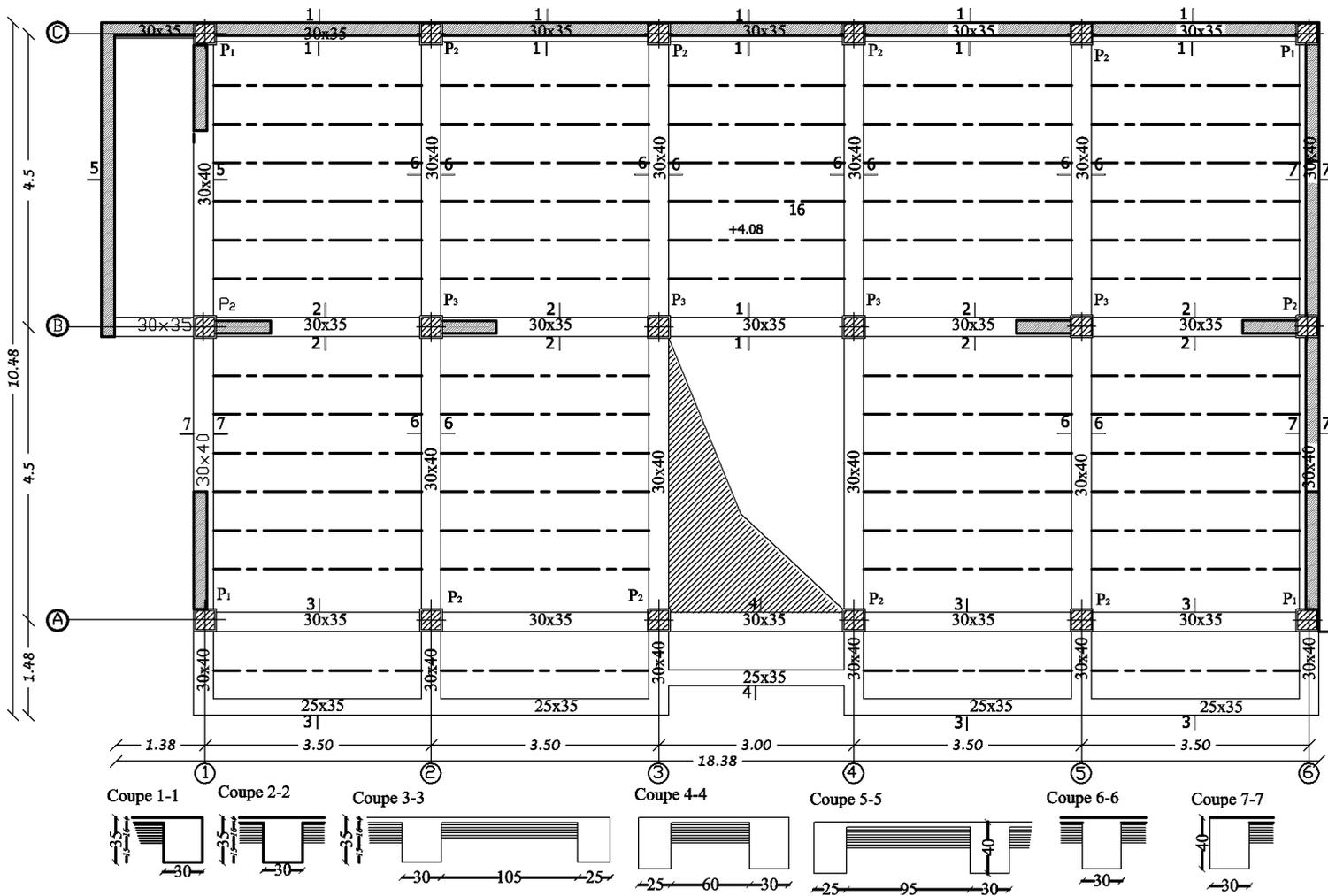
Coffrage plancher RDC R.b



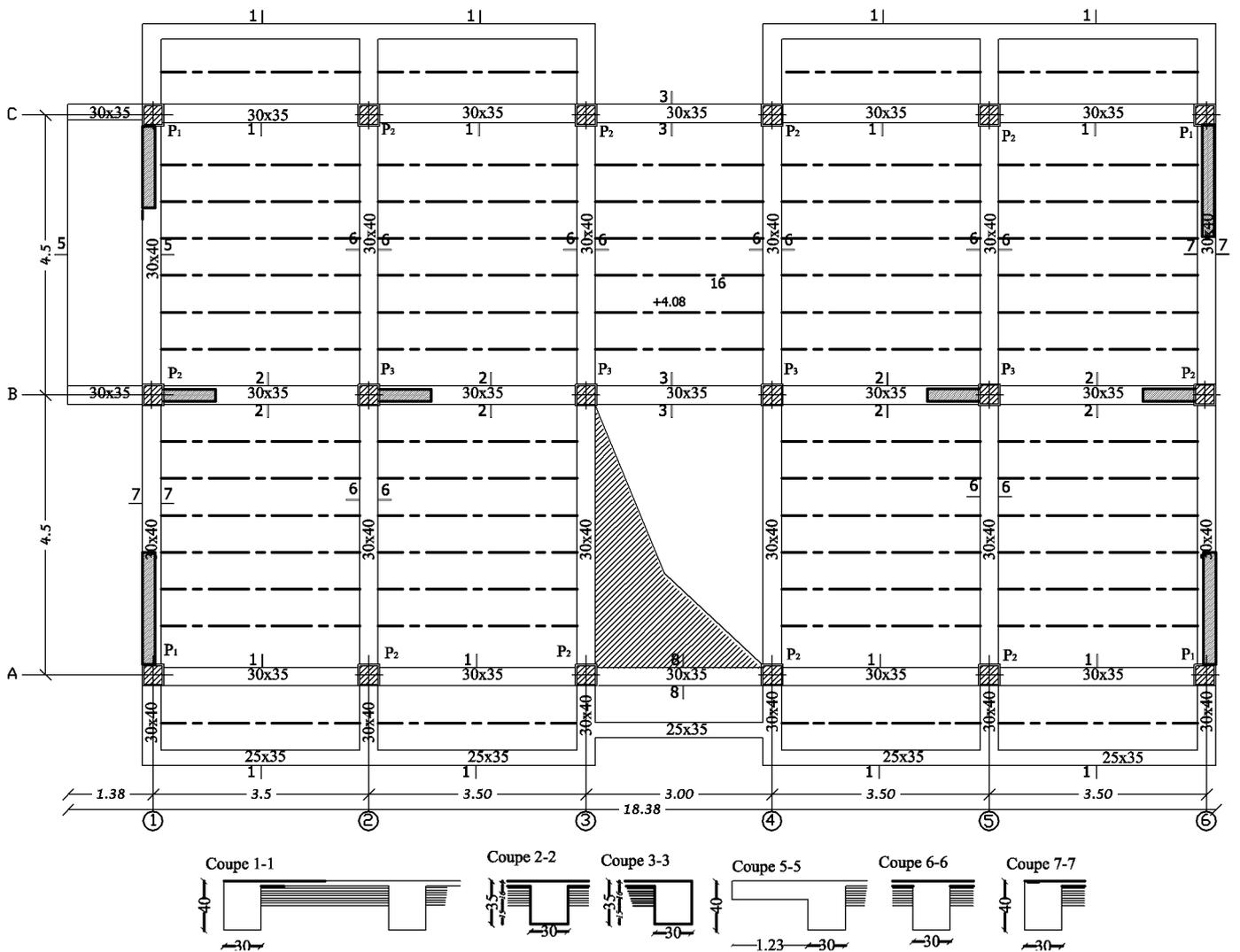
Coffrage plancher RDC R.b



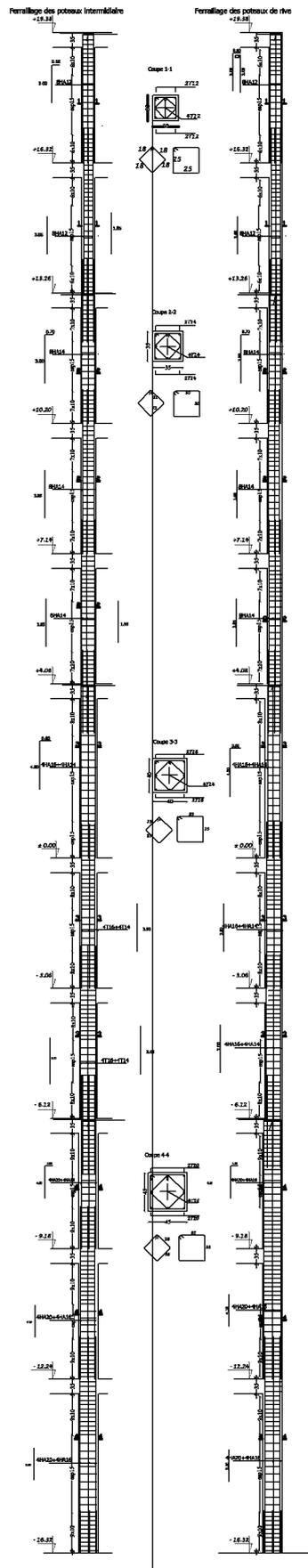
Coffrage plancher des entres-sol



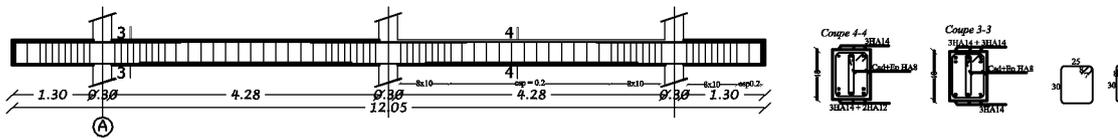
Coffrage plancher étages courants



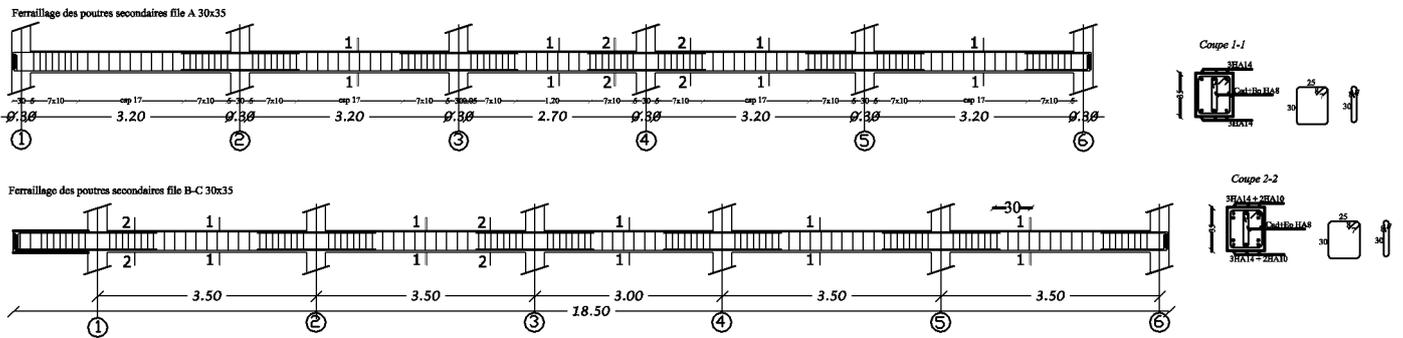
Plan de ferrailage des poteaux



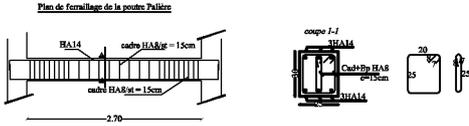
Plan de ferrailage des poutres principales (30x40)



Plan de ferrailage des poutres principales (30x35)

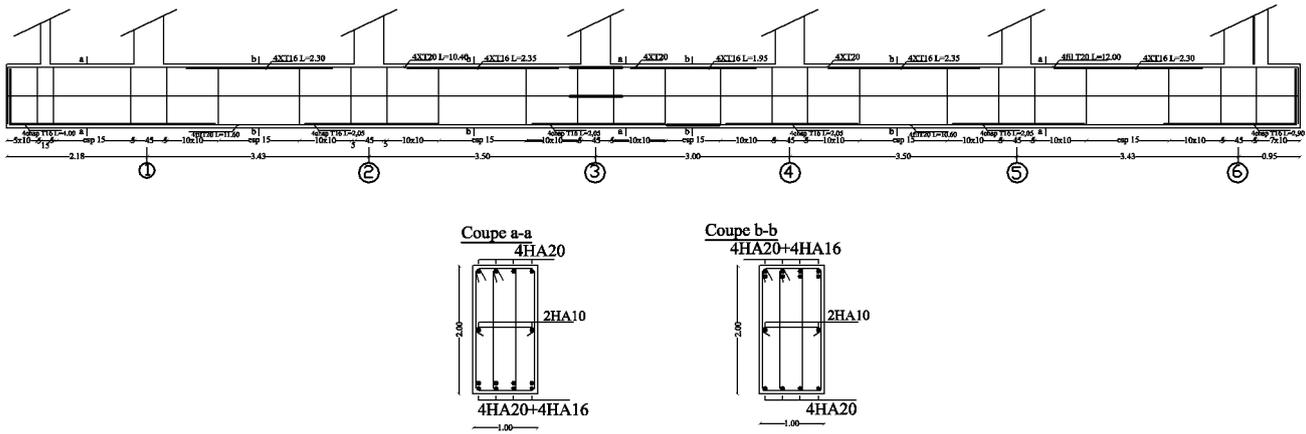


Plan de ferrailage de la poutre palière (25x30)

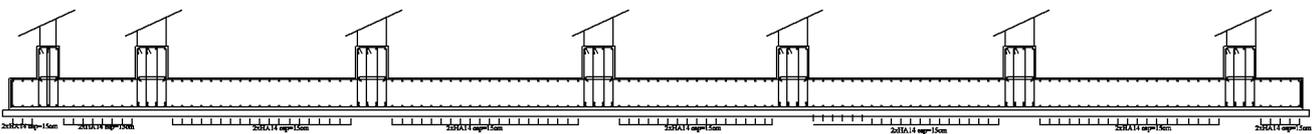


Plan de ferrailage du radier

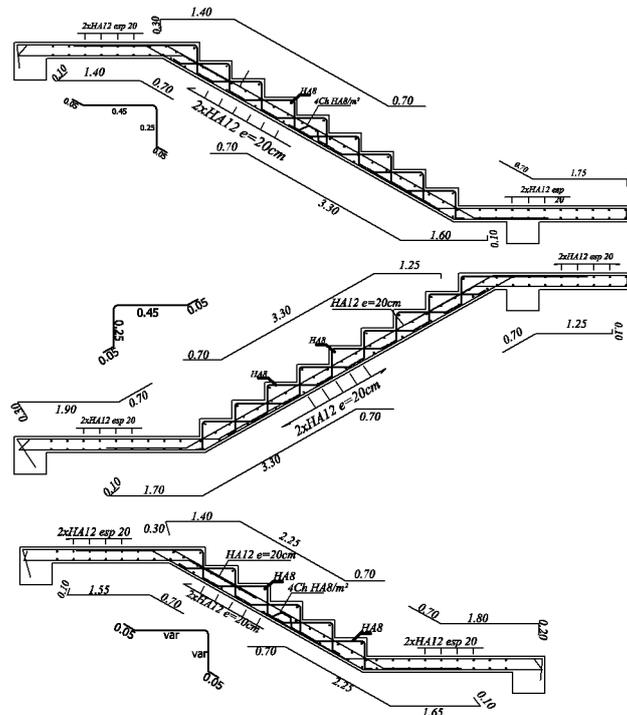
Coffrage et ferraille de la nervure



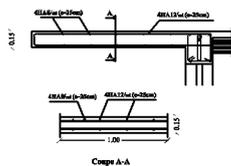
Coffrage et ferrailage de la dalle du radier



Plan de ferrailage des escaliers

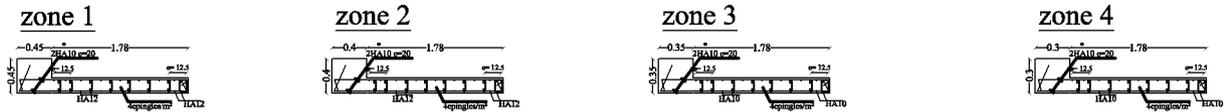


Plan de ferrailage du balcon

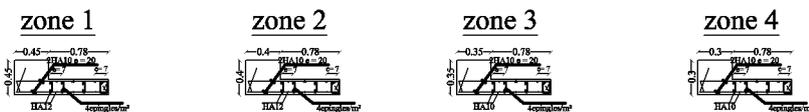


Plan de ferrailage des voiles

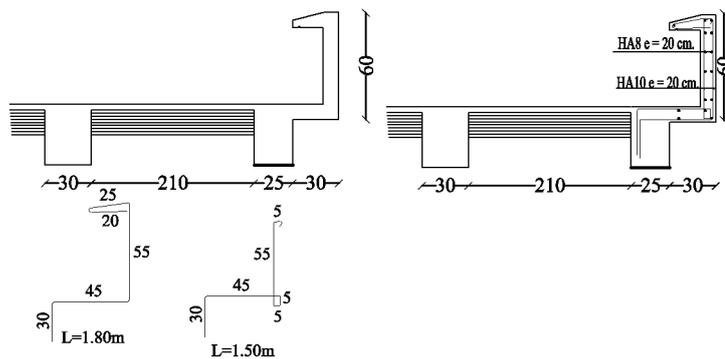
voile longitudinale



voile transversale



Plan de coffrage et ferrailage de l'acrotère



Plan de coffrage et ferrailage du plancher

