

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en Génie civil
Option : constructions civiles et industrielles

Etude d'un bâtiment(R+9+S-sol) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventé par voiles (Application ETABS 9.7)

Etudié par : CHALLAL KARIMA
CHABI ROSA
HADDAD FATMA ZOHRA

Dirigé par : M^{me} HADDAD /MALEK.O

Année : 2012/2013

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice

« **M^{me}HADDAD-MALEK** »

pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet surtout les gens de la société MIBARKI.





*Je dédie ce modeste travail
Avant tout à mes très chers **parents**. Ma
mère a été à mes côtés durant toute ma vie, et mon père qui
a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.
Fasse dieu que je puisse les honorés ;*

*A mes très chers **sœurs** et **frères** qui me soutient tout le temps
A ma très chère cousine **M^{eme} MALEK Ouardia***

*A mes beaux frères **Mokrane** , **Bélaid** et ses enfants **Asma**,
Mouad, et le petit **Mahdi**
Sans oublier ma belle sœur **Naima et la petite Cyrine***

*A tout mes amis surtout lyazid, Nawel , Karima et Rosa
A toute la famille **HADDAD**
A tout mes camarades de la promotion 2012/2013 ;
A tous ceux qui me sont très chers.*



zahra

Sommaire

Introduction général	1
 Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I. Introduction	2
II. Caractéristiques géométrique.....	2
III. La réglementation	2
IV. Elément de l'ossature	3
.V Système de coffrage	4
VI. Caractéristiques mécaniques des bétons.....	4
VII Caractéristiques des aciers.....	7
 Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.	
II.1. Pré dimensionnement du plancher.....	11
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	11
II.3. Pré dimensionnement des voiles	12
II.4. Calcul de la section des poteaux	14
 Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1. Plancher.....	23
III.2. Balcon	51
III.3. Salle machine.....	56
III.4. Escalier	65
III.5. Poutre palière.....	90
III.6. Acrotère.....	101

Chapitre IV : Présentation de logiciel ETABS.....	109
Chapitre V : Vérification RPA	122
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VI.1. Ferrailage des poteaux.....	129
VI.2. Ferrailage des poutres.....	142
VI.3.Ferrailage des voiles.....	156
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	167
Chapitre VIII : Etude du voile plaque.....	191
Conclusion Générale	
Bibliographie	

introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se subdivisent en deux grandes catégories :

Les bâtiments (ouvrages abritant des individus ou des biens) ;

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale.

L'objectif final de ce projet est de nous mettre en situation réelle d'ingénieur génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction ayant des contraintes physiques, esthétique et économiques à respecter, tout en respectant la réglementation en terme de résistance et fonctionnalité, confort mais aussi des contraintes économiques.

L'objectif final visé est d'acquérir la méthode et la rigueur d'analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier.

Le travail de calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes :

- Avant tous calculs, la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur : décrire de la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.
- Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statique et en respectant les conditions de déformations limitent comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles...
- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions réglementaires parasismiques algériennes ; la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7
- Après ces calculs, on procède alors à la partie ferrailages d'éléments.

A l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établie les plans d'exécution et les plans de ferrailage des différents éléments de la construction.

Chapitre I



**Présentation de
l'ouvrage**

I Définition de l'ouvrage

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment usage habitation et commercial à ossature mixte.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à IRDJEN wilaya de Tizi-Ouzou classé zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

Le bâtiment comporte :

- 01 sous sol à usage commercial.
- 01 Retz de chaussée (RDC) à usage commercial.
- 09 niveaux à usage habitation.
- 01 cage d'escalier + ascenseur.

I.1. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

➤ longueur totale du bâtiment	L = 34.10 m
➤ largeur totale du bâtiment	B = 15.35 m
➤ hauteur du RDC	hr = 4.08 m
➤ hauteur de l'étage courant	He = 3.06 m
➤ hauteur de l'acrotère	ha = 0.60 m
➤ hauteur totale du bâtiment	H = 35.70 m
➤ hauteur de sous-sol	H=4.08 m

L'accès aux étages supérieurs est assuré par une seule cage d'escalier et un ascenseur

I-2 La réglementation

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

Document technique réglementaire DTR.- B. C. 2.2 : C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et les valeurs à introduire dans les calculs.

Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99 modifié en 2003 – D. T. R B. C.2.48) : C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) : Ces règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93) : Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

les principes et les méthodes les plus actuelles qui sert à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé.

I.3. Eléments du bâtiment

I.3.1 Ossature du bâtiment : Le bâtiment est composée de :

- Poteaux et de poutres forment un système de portique dans les deux sens (transversal et longitudinal), destiné à reprendre essentiellement les charges et les surcharges.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage.

I.3.2 Planchers: Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux et d'une dalle de compression ou bien en dalle pleine, qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

I.3.3 Les fondations : Les fondations sont situées à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.4 Escaliers : Escalier comportant 03 volées droites avec deux paliers intermédiaires pour l'étage courant.

I.3.5 Ascenseur : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

I.3.6 Acrotère : élément en béton armé qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

I.3.7 Balcons : Le bâtiment comporte des balcons.

I.4 -Matériaux

Les éléments porteurs du bâtiment seront réalisés en béton armée

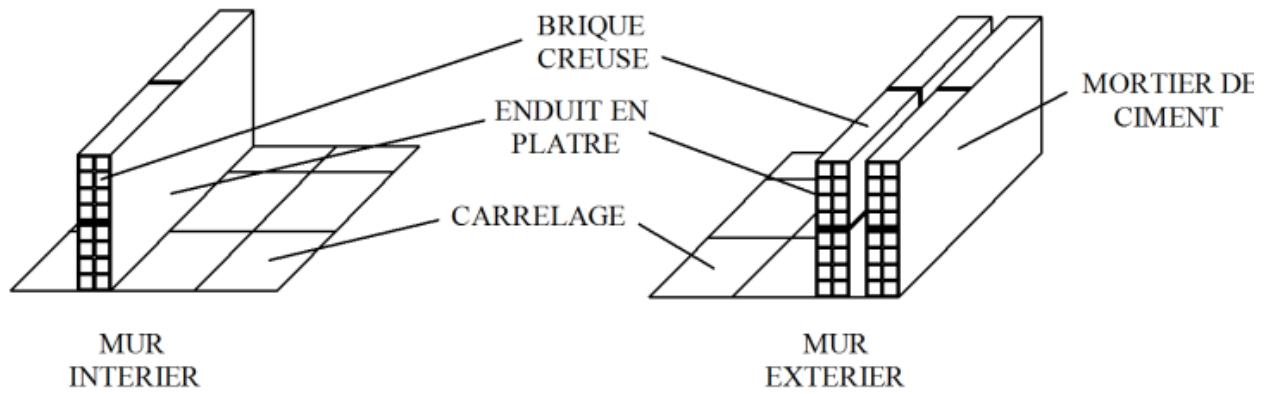
Les éléments de remplissage et les éléments secondaires seront réalisés avec de la maçonnerie

Tous les murs et face inférieurs seront couverts d'enduits plâtre

Toutes les faces extérieures seront enduites en enduit ciment

Toutes les planchers seront revêtis d'un revêtement carrelage

Maçonnerie : Les façades extérieures sont réalisées en maçonnerie briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm. Les murs intérieurs seront réalisés en maçonnerie briques creuses de 10cm.



Revêtements : Ils seront réalisés-en :

- Céramique pour les salles d'eau avec étanchéité,
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau,
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Protection multicouche pour la terrasse.

Système de coffrage

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.5- Caractéristique mécanique des bétons

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par un laboratoire. Il est composé de granulats, gravillons, ciment, adjuvant, eau... En moyenne le béton armé est caractérisé par une masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

I.5.1 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) noté f_{c28} . Cette résistance est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16- 32) cm^3

Pour notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL91/Art2.1, 22})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

I.5.2 Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art } 2.1,12)$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj} \frac{2}{3} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Ainsi pour notre cas on aura :

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

I.5.3 Module de déformation du béton

Lorsque la durée de la contrainte appliquée au béton est inférieure à 24 heures, le module instantané de déformation longitudinale du béton E_{ij} est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) le module différée des déformations du béton E_{vj} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

Le module des déformations transversales du béton est pris égale à :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art.A.2.1,3/B.A.E.L.91})$$

Avec: E : module de Young ;

ν : Coefficient de poisson, il a pour valeur :

$$\nu = 0 \quad \text{si le calcul de déformations est à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{si le calcul de déformations est à l'ELS}$$

I.5.3 Contraintes limites de compression du béton

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les digrammes des contraintes déformations par des diagrammes conventionnels adoptés.

A l'état limite ultime : ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante.

Nous utilisons pour le béton un digramme non linéaire dit : Diagramme parabole-rectangle. (Art.4.3,41/B.A.E.L.91)

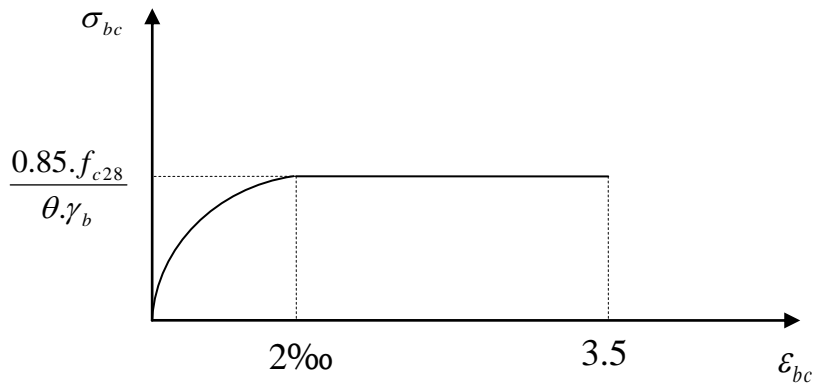


Figure 1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.U .

$0 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 2 ‰ \Rightarrow$ *compression pure*

$2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 ‰ \Rightarrow$ *compression avec flexion .*

Avec : ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite du béton à 28 jours vaut :
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée} > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.} \\ \theta = 0.85 & \text{lorsque cette durée est} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles (séisme).} \end{cases}$$

Pour le cas d'un bâtiment à $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

A l'état limite de service: nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ (Art.4.5,2/B.A.E.L.91)

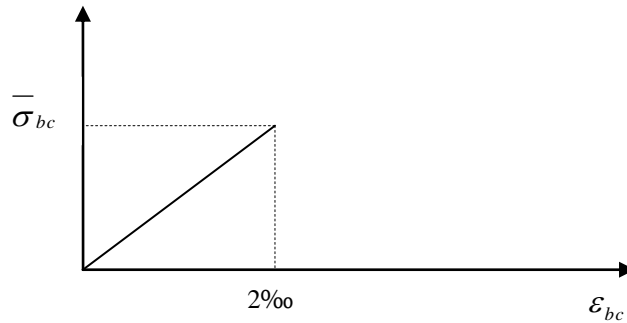


Figure 2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S

Pour le cas d'un béton à $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$,

I.5.4 La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \quad (\text{BEAL91 Art 5.1, 1})$$

v_u : L'effort tranchant à l'ELU

b, d : La largeur et la hauteur utile de la section.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :
(Art.5.1,211/B.A.E.L.91)

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciables

$$\overline{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

I.6 caractéristique des aciers

L'acier est un matériau qui a une bonne résistance en traction, il se distingue par sa nuance et son état de surface, parmi d'autre, nous avons :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa
- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

- Treillis soudé de type 520.

I.6.1 Module d'élasticité longitudinale des aciers

$$E_s = 2.105 \text{ [MPa]} \text{ (Art : A.2.2,1/BAEL 91 modifier 99).}$$

I.6.2 Contraintes limites

$$\text{Contrainte limite ultime : } \overline{\sigma}_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1.15 \text{ situation durable}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

Contrainte limite de service : les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Fissuration préjudiciable : Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \ ; \ 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e \ ; \ 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses, (r.l)}$$

$$\eta = 1.6 \quad \text{Pour les aciers hautes adhérences, (H.A)}$$

$$\eta = 1.3 \quad \text{Pour les aciers hautes adhérence de } \varnothing < 6 \text{ mm}$$

I.6.3 Diagramme contraintes déformations de calcul de l'acier :

Le diagramme contraintes-déformations est illustré sur la figure suivante (Art A-2.2, 2BAEL91) :

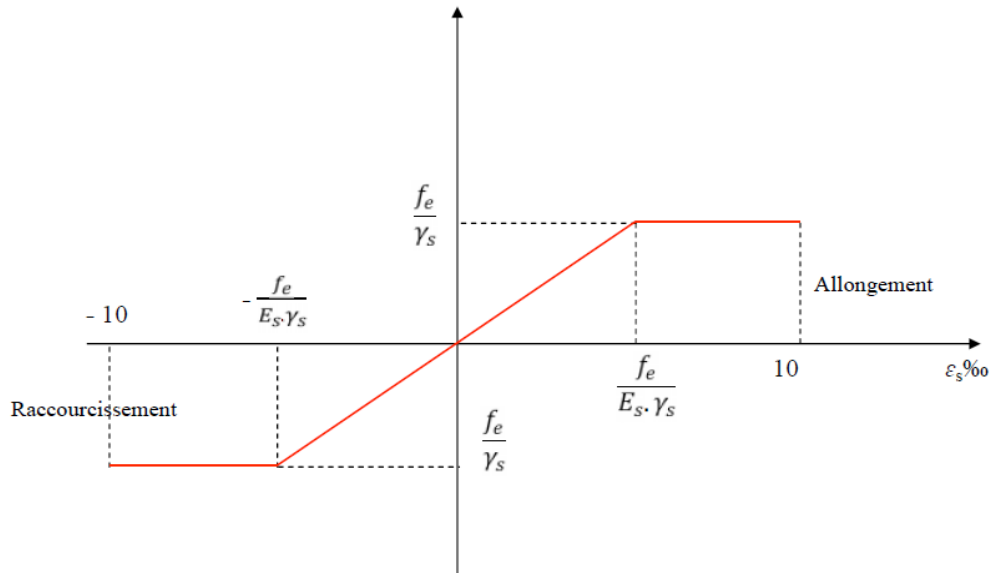


Figure 3 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier

I.6.4 Protection des armatures

Pour obtenir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, il faut que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés aux sels marins, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Pour notre structure on prend :

- 1- $C = 3$ cm pour l'acrotère
- 2- $C = 2$ cm pour tous les autres éléments.

Chapitre II



**Prédimensionnement
des éléments**

I Introduction

En se basant sur les règles **BAEL 91**(modifié **99**), le **RPA 99** modifié en **2003**, on fera le pré dimensionnement qui permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tel que les planchers, les poutres (principale, secondaire), les poteaux et les voiles.

II Les planchers

Les plancher de notre bâtiment sont constitués d'un corps creux et de d'une dalle de compression

II.1 plancher en corps creux

La hauteur du plancher en corps creux est obtenue à partir de la formule de calcul de flèche suivante : $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

Avec :

h_t : Épaisseur du plancher.

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

$$L = 435 - 50 = 385 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{385}{22,5} = 17.11 \text{ cm}$$

Soit donc un plancher de 20 cm d'épaisseur composé de corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur, comme schématisé sur la figure suivante

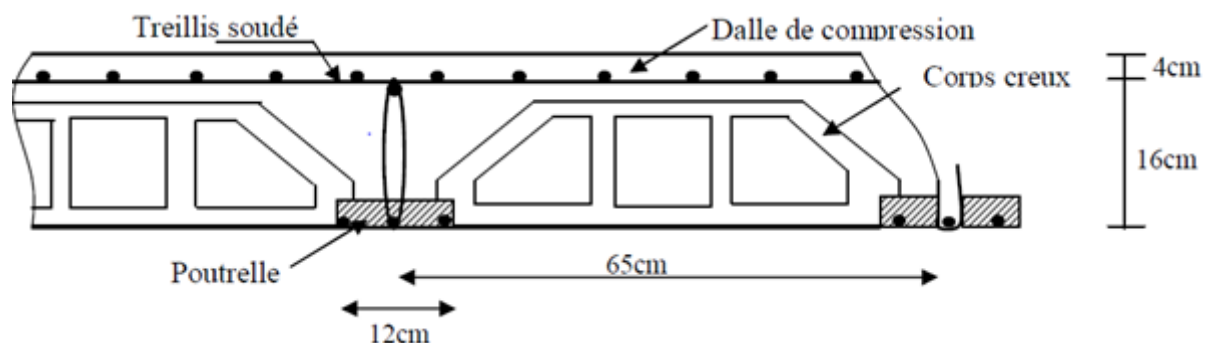


Figure 1 : schématisation d'un plancher en corps creux

II.2 Plancher en dalle pleine

Les balcons qui sont réalisés en dalle pleine, leurs épaisseurs seront déterminées par la résistance à la flexion, leur épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{10}$$

Avec : L est la largeur du balcon

Dans notre cas d'étude :

$L = 140 \text{ cm}$. D'où :
$$h_t \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de **15 cm** d'épaisseur.

III Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges qui sont amenées des planchers vers les éléments verticaux.

Pour respecter les conditions de flèche h_t la hauteur des poutres est donnée par la relation suivante :

Hauteur :
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Larg eur :
$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : L portée libre de la poutre.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

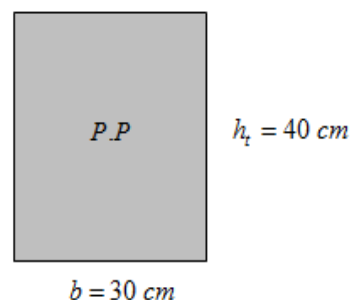
- Larg eur..... $b \geq 20 \text{ cm}$
 - Hauteur..... $h \geq 30 \text{ cm}$
 - Le rapport..... $\frac{h_t}{b} \leq 4$
 - b_{\max} $\leq 1.5 + b_1$
- (RPA99 / 2003, Art7.5.1)

III.1 Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci

$L_{\max} = 540 - 50 = 490 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} \\ 32.66 \leq h_t \leq 49 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{soit } h_t = 40 \text{ cm}$$



$$\left. \begin{array}{l} 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du RPA99v2003

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{toutes les conditions sont vérifiées}$$

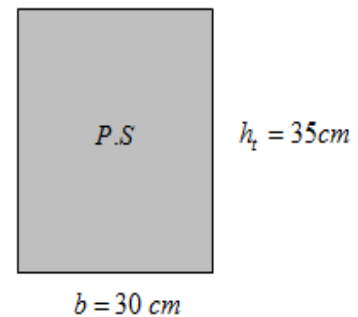
III.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L_{\max} = 435 - 50 = 385 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{385}{15} \leq h_t \leq \frac{385}{10} \\ 25.66 \leq h_t \leq 38.5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{soit } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$



Vérification des conditions du RPA99v2003

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{toutes les conditions sont vérifiées}$$

Au final : On adopte des Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$ et des poutres secondaires :

$$30 \times 35 \text{ cm}^2$$

IV Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, mais aussi à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré-dimensionnement se fait conformément à l'article (7.7.1 du RPA99 v 2003).

L'épaisseur du voile « a » :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités :

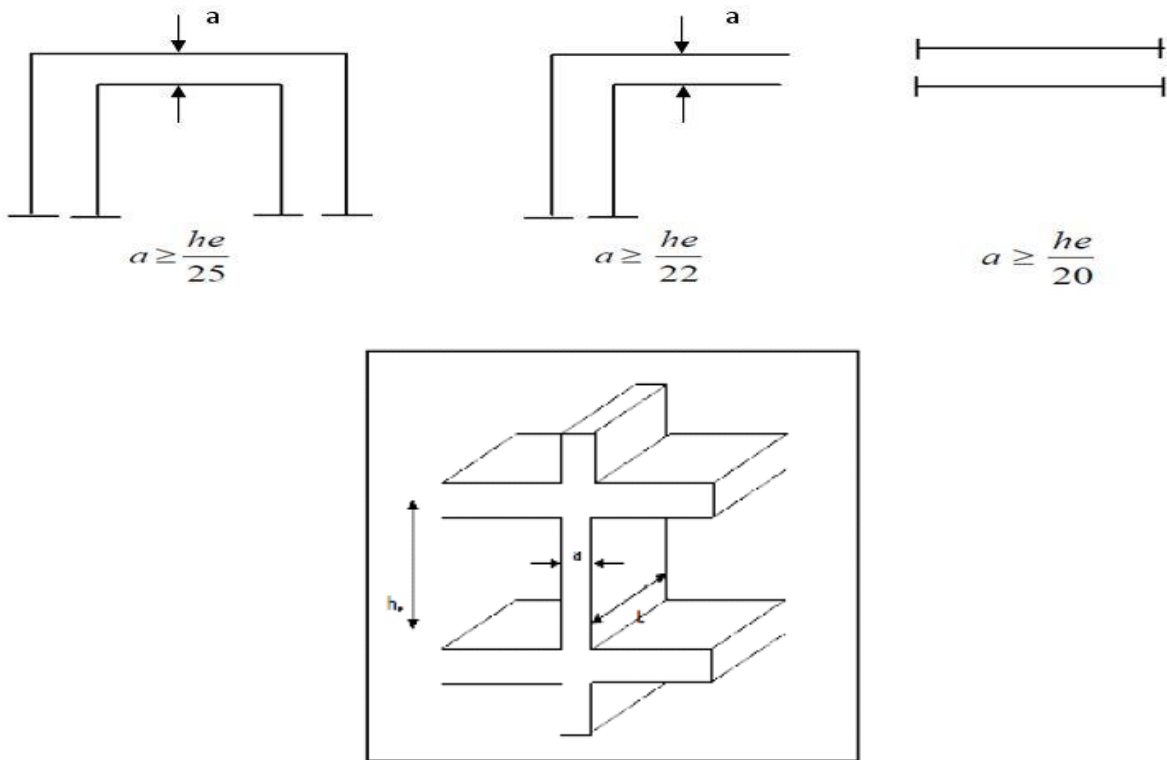


Figure 2 : voile en élévation

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont choisis linéaires, on calcul leur épaisseur de la manière suivante :

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

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

Avec : h_e Hauteur du voile

h Hauteur d'étage

Soit donc $a = 20 \text{ cm}$.

Vérification des exigences du RPA99 v2003

Les éléments sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante: $L_{\min} \geq 4a$

Où: L_{\min} portée minimale des voiles.

$$L_{\min} = 3 \text{ m} \geq 4 \times 0.2 = 0.8 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D'après RPA l'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V Pré dimensionnement de la section des poteaux

Les poteaux seront dimensionnés à L'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton, et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité, S : Section transversale de poteau le plus sollicité, G : Charge permanente, Q : charge d'exploitation.

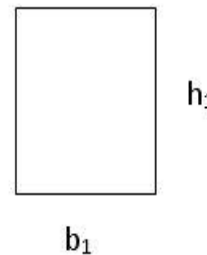
$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Vérification des règles du RPA 99 (version 2003)

Le RPA 99 (version 2003) exige que les dimensions de la section du poteau satisfassent les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone I et IIa} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone IIb et III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$



Avec :

- (b_1, h_1) : Dimensions de la section transversale des poteaux.
- h_e : Hauteur libre d'étage.

V.1 Les charges permanentes

1. Plancher terrasse (inaccessible)

- Couche de gravier roulé épaisseur = 5 cm $0.17 \times 5 = 0.85 \text{ kN/m}^2$
- Etanchéité multicouche épaisseur. = 2 cm $0.06 \times 2 = 0.12 \text{ kN/m}^2$
- Béton en forme de pente épaisseur = 7 cm 1.54 kN/m^2
- Feuilles de polyane 0.01 kN/m^2
- Isolation thermique (liège) $0.04 \times 5 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à corps creux (16+4) 2.85 kN/m^2
- Enduit de plâtre épaisseur =2 cm $0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kN/m}^2$

$G = 6.01 \text{ kN/m}^2$

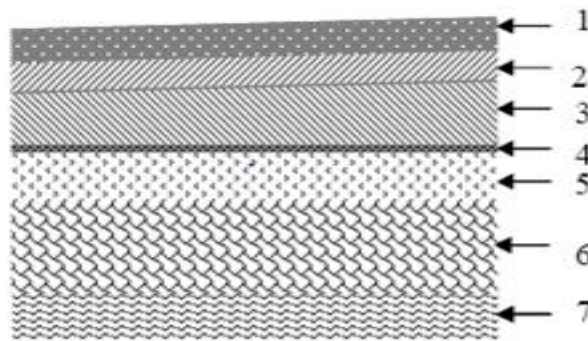


Figure 3: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

2. Plancher d'étage courant

- Revêtement en carrelage 0.4 kN/m^2
- Mortier de pose épaisseur = 2 cm
 $0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
- Couche de sable épaisseur =2 cm.....
 $0.2 \times 2 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
- Dalle en corps creux (16+4) cm..... 2.85 kN/m^2
- Enduit de plâtre épaisseur = 2 cm
 $0.1 \times 2 = 0.1 \text{ kN/m}^2$
- Cloison épaisseur = 10 cm..... 1.00 kN/m^2

$G = 5.29 \text{ kN/m}^2$

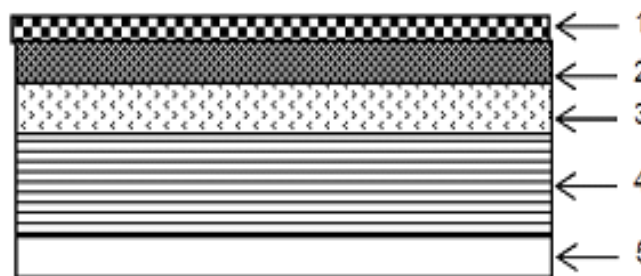


Figure 4 : Coupe transversale du plancher d'étage

3. Les balcons

Dans notre cas ils sont en dalle pleine.

- Dalle pleine épaisseur = 15 cm
 $0.25 \times 15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Revêtement en carrelage 0.4 kN/m^2
- Mortier de pose épaisseur = 2cm
 $0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
- Couche de sable épaisseur = 3 cm
 $0.2 \times 3 = 0.6 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment épaisseur = 2 cm.....
 $0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kN/m}^2$

$G = 5.63 \text{ kN/m}^2$

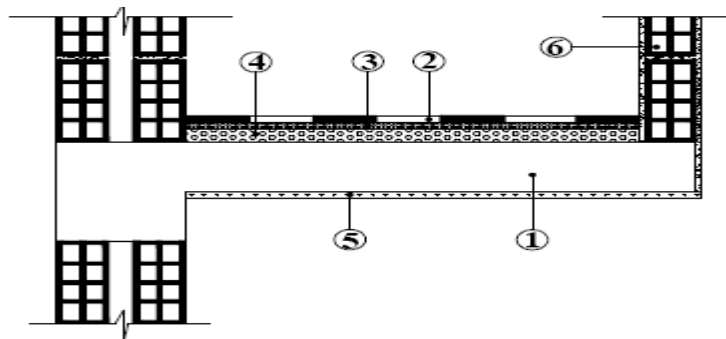


Figure 5 : Coupe transversale d'un balcon

4. Les murs extérieurs

- Mortier de ciment épaisseur = 2 cm..... 0.44 kN/m^2
- Briques creuses épaisseur = 10 cm..... 0.90 kN/m^2
- Lambe d'air épaisseur = 5 cm /
- Briques creuses épaisseur = 10 cm..... 0.90 kN/m^2
- Enduit de plâtre épaisseur = 2 cm..... 0.2 kN/m^2

$G = 2.44 \text{ kN/m}^2$

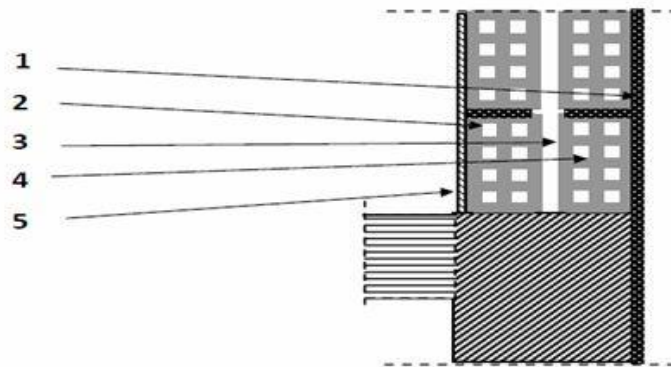


Figure 6: Coupe verticale dans un mur extérieur

5. L'acrotère

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

$$G_{acr} = \rho_{bet} \times S_{acr}$$

Avec : ρ_{bet} Masse volumique du béton = 25 kN/m³, S_{acr} : Section longitudinale de l'acrotère

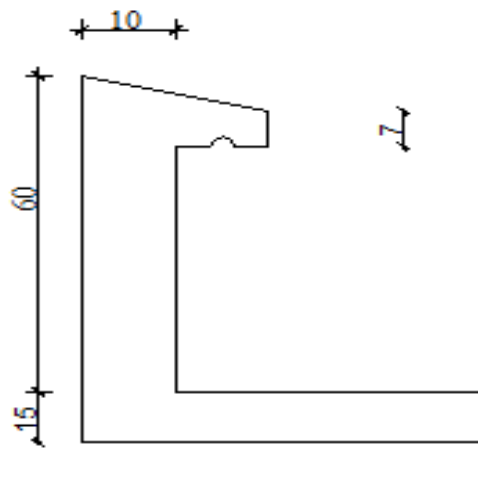


Figure 7 : Coupe verticale de l'acrotère.

$$S_{acr} = (0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(\frac{0.2 \times 0.03}{2}\right) = 0.067m^2$$

$$G_{acr} = 0.067 \times 25 = 1.675 \text{ kN/ml}$$

V.2 surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation données par le DTR-BC22 sont :

- Plancher terrasse..... $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant..... $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Balcon $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers desservants les différents étages..... $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$
- Acrotère..... $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC..... $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

V.6 Descente de charge

V.6.1 Localisation du poteau le plus sollicité

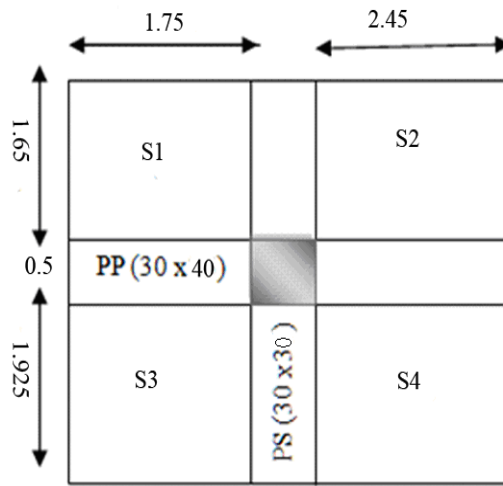


Figure 8 : Le poteau le plus sollicité

Surface d'influence revenant au poteau

$$S_e = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$AN : S_e = (1.65 + 1.925) \times (2.45 + 1.75) = 15.015 \text{ m}^2$$

Poids de plancher terrasse

$$P_{pt} = G_{pt} \times S = 6.01 \times 15.015 = 90.24 \text{ kN}$$

Poids des planchers courant : RDC et le sous-sol

$$P_p = G_p \times S = 5.29 \times 15.015 = 79.429 \text{ kN}$$

Poids des poutres

$$\text{Poutre principale} : G_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 4.2) \times 25 = 12.6 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre secondaire} : G_{ps} = (0.3 \times 0.3 \times 3.575) \times 25 = 8.043 \text{ kN}$$

$$\text{Poids totale des poutres} : G_p = 12.6 + 8.043 = 20.643 \text{ kN}$$

Poids des poteaux

Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend dans un premier temps la section minimale exigée par RPA 99 version 2003 pour la zone IIa (25X25) cm².

Poids des poteaux du RDC et le sous-sol :

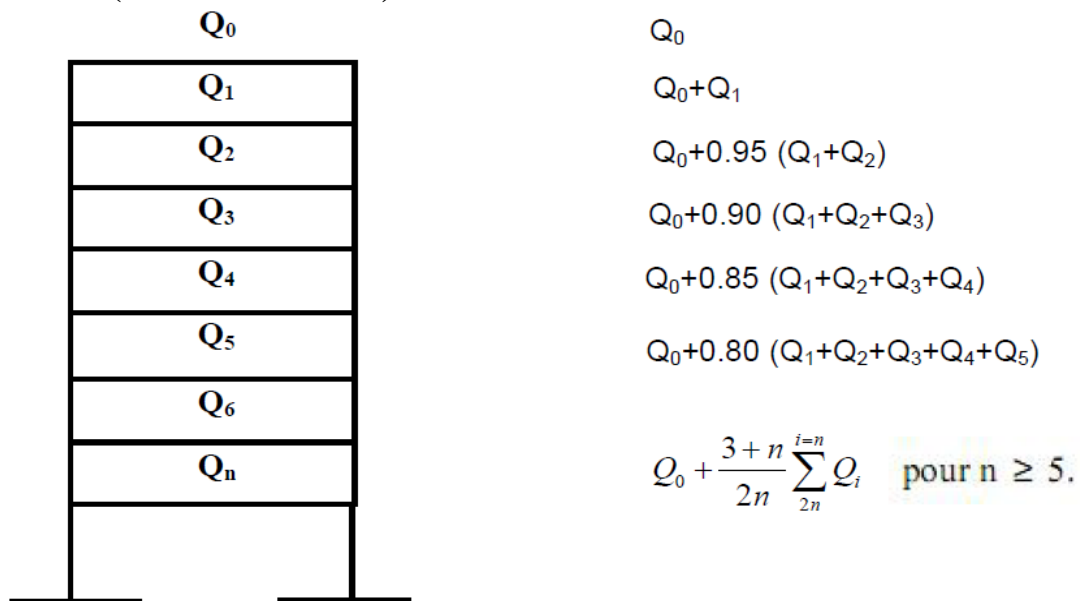
$$P = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ kN}$$

Poids des Poteaux étage courant

$$P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ kN}$$

V.6.2 La loi de dégression de charge :

Notre ouvrage est composé de 9 étages (n ≥ 5), Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers :(**DTR BC 2-2/6-1**).



Loi de dégression des surcharges.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des coefficients de dégression des surcharges tout en considérant que la numérotation des niveaux est effectuée à partir de la base :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Valeur de n	-	-	-	-	-	5	6	7	8	9	10
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	$\frac{3+5}{10}$	$\frac{3+6}{12}$	$\frac{3+7}{14}$	$\frac{3+8}{16}$	$\frac{3+9}{18}$	$\frac{3+10}{20}$
						0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

V.6.3 Surcharges d'exploitations

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 15.015 = 15.015 \text{ kN}$
- Plancher courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1.50 \times 15.015 = 22.522 \text{ kN} .$
- Plancher de RDC et le sous sol : $Q_{10} = 2.50 \times 15.015 = 37.537 \text{ kN}$

Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

$$9\text{eme} - Q_0 = 15.015 \text{ kN}$$

$$8\text{eme} - Q_0 + Q_1 = 37.537. \text{ kN}$$

$$7\text{eme} - Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 57.806 \text{ kN}.$$

$$6\text{eme} - Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 75.824 \text{ kN}$$

$$5\text{eme} - Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 91.589 \text{ kN}$$

$$4\text{eme} - Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 105.103 \text{ kN}$$

$$3\text{eme} - Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 116.364 \text{ kN}$$

$$2\text{eme} - Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 127.579 \text{ kN}$$

$$1\text{eme} - Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 138.976 \text{ kN}$$

$$\text{RDC} - Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 150.214 \text{ kN}$$

$$\text{S - sol} - Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 161.408 \text{ kN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau :

Niveaux	Charges permanentes [kN]					Charges d'exploitations [kN]		Efforts normaux [kN]	Poteaux [cm ²]	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumule	Q	Q Cumule	N = G + Q	S ≥ N/σ _{bc}	Sections adoptées
9	86.63	21.984	-	108.61	108.61	15.02	15.015	123.63	82.419	30x30
8	79.43	21.984	4.781	106.19	214.81	22.52	37.54	252.35	168.23	30x30
7	79.43	21.984	4.781	106.19	321.00	22.52	60.06	381.06	254.04	30x30
6	79.43	21.984	4.781	106.19	427.20	22.52	82.58	509.78	339.85	35x35
5	79.43	21.984	4.781	106.19	533.39	22.52	105.10	638.49	425.66	35x35
4	79.43	21.984	4.781	106.19	639.58	22.52	127.63	767.21	511.47	35x35
3	79.43	21.984	4.781	106.19	745.78	22.52	150.15	895.92	597.28	40x40
2	79.43	21.984	4.781	106.19	851.97	22.52	172.67	1024.64	683.09	40x40
1	79.43	21.984	4.781	106.19	958.17	22.52	195.19	1153.36	768.9	40x40
RDC	79.43	21.984	4.781	106.19	1064.36	37.53	232.72	1297.08	864.72	45x45
S-sol	79.43	21.984	6.281	107.69	1172.05	37.53	270.25	1442.31	961.54	45x45

Remarque :

Pour des raisons de simplicité de réalisation, on adopte la section du poteau ainsi calculée pour tous les poteaux appartenant au même niveau.

Afin d'éviter le risque d'éclatement du béton sous l'effet du sur ferrailage et de permettre une bonne répartition des armatures, on élargit la section des poteaux et on adopte les sections suivantes :

- 30 x 30 cm² pour : 7ème, 8ème et le 9ème étage.
- 35 x 35 cm² pour : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- 40 x 40 cm² pour 1^{er}, 2ème et 3^{ème} étage.
- 45 x 45 cm² pour le RDC et le sous-sol.

V.6.4 Vérification des conditions du RPA99 (version2003)

Les conditions liées à la zone IIa sont :

- min (b , h) ≥ 25cm
- min (b , h) ≥ h_e/20 (h_e=h_{t etage}-h_{t plancher})
- 1/4 < b/h < 4

On a : Pour le 7^{ème}, 8^{ème} et le 9^{ème} étage.

$$\left. \begin{array}{l} \min(30, 30) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \rightarrow h_e / 20 = (306 - 20) / 20 = 14,3 < 30 \\ \rightarrow b / h = 30 / 30 = 1 / 4 < 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour le 6^{ème}, 5^{ème} et le 4^{ème} étage.

$$\left. \begin{array}{l} \min(35, 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \rightarrow h_e / 20 = (306 - 20) / 20 = 14,3 < 40 \\ \rightarrow b / h = 35 / 35 = 1 / 4 < 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour le 3^{ème}, 2^{ème} et le 1^{er} étage

$$\left. \begin{array}{l} \min(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \rightarrow h_e / 20 = (306 - 20) / 20 = 14,3 < 50 \\ \rightarrow b / h = 40 / 40 = 1 / 4 < 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour le RDC

$$\left. \begin{array}{l} \min(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \rightarrow h_e / 20 = (306 - 20) / 20 = 14,3 < 50 \\ \rightarrow b / h = 45 / 45 = 1 / 4 < 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour le sous-sol

$$\left. \begin{array}{l} \min(45, 45) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \rightarrow h_e / 20 = (402 - 20) / 20 = 19,1 < 50 \\ \rightarrow b / h = 45 / 45 = 1 / 4 < 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.6.5 Vérification des poteaux au flambement

La résistance ultime des éléments comprimés est souvent définie par un critère de stabilité de forme et non pas un critère de résistance. Les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

La vérification consiste à calculer l'élancement λ des poteaux qui doit satisfaire la condition :

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

l_f : Longueur du flambement, évaluée en fonction de la hauteur libre l_0 , et la liaison effective.

Lorsque le poteau est encasté à ces deux extrémités, le BAEL 91 nous suggère de considérer

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

AN: $l_f = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{ m}$ pour les étages courants

$l_f = 0.7 \times 3.68 = 2.57 \text{ m}$ Pour le sous-sol et la RDC.

Avec i : Rayon de giration, est égal à $i = \sqrt{\frac{I_{yy}}{B}}$

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{b^3 h}{12}$

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

Donc $\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3 h}{12 b x h}}} \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7l_0$

	$l_0=2.76$	$l_0=2.71$	$l_0=2.66$	$L_0=2.61$	$L_0=3.57$
Section du poteau	30x30	35x35	40x40	45x45	
λ	22.3	18.77	16.12	14.06	19.23

Conclusion :

D'après les résultats obtenus $\lambda < 50$, donc la condition de non flambement des poteaux est vérifiée. (Pas de risque de flambement).

Chapitre III



Calcul des éléments

A) Calcul des planchers en corps creux

I Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui assurent la fonction de portance. L'entre axes entre deux poutrelles est de 65 cm.
- Du Corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé de 4 cm

II Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4 cm d'épaisseur, elle est en béton armée d'un quadrillage en treillis soudé (**TLE 520**) qui selon le (**BAEL 91/B.6.8,423**) doit satisfaire les conditions suivantes :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Armatures perpendiculaire aux poutrelles

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

Avec : A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

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

L : distance entre axes des poutrelles en cm

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit ; $A_{\perp} = 5HA4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $\text{esp} = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : $A_{//}$ La section des armatures perpendiculiarités aux poutrelles.

$$A_{//} \geq \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4HA4 = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $\text{esp} = 25 \text{ cm}$

On finale, on optera pour un treillis soudé TLE 520

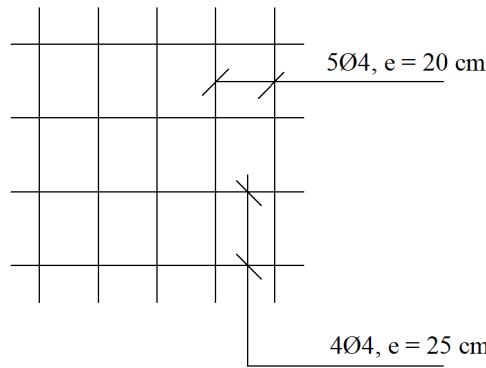


Figure 1 : Treillis soudé de 20x25 cm

III. Poutrelle

III-1 Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 kN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 kN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 kN/ml,

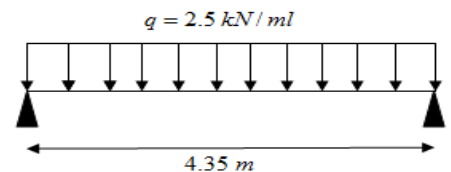
Charge permanente : **G =0.74 kN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q=1 kN/m**

Calcul à ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue).

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

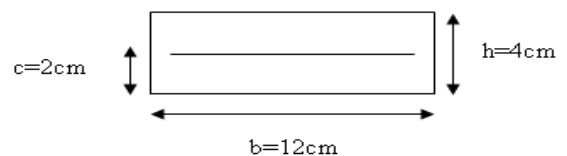


- **Moment maximal :** $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.35^2}{8} = 5.91 \text{ kN/ml}$

- **ferraillage :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$ avec : $b = 12 \text{ cm}$ · $h = 4 \text{ cm}$ · $d = h - c = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{5.91 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 8.67$$



$\mu_u = 8.67 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doi

Comme la section des poutrelles est faible (12x4) cm², il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

• **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

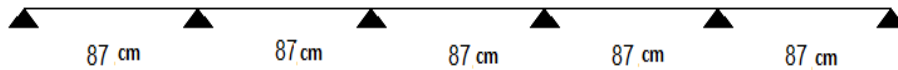
$$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ kN/ml}$$

Donc, la longueur maximal entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

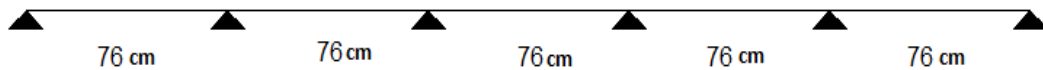
$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

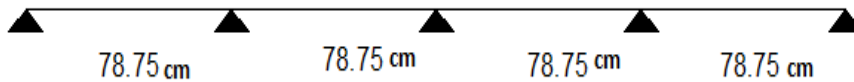
Ainsi pour les travées de 4.35 m en doit prévoir $\frac{4.35}{0.92} \approx 5$ pieds droits répartis comme suit :



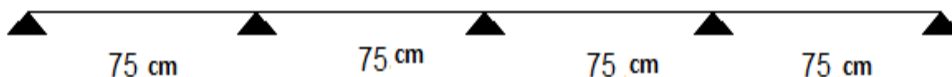
Pour les travées de 3.8 m, on doit prévoir $\frac{3.8}{0.92} \approx 5$ pieds droits répartis comme suit :



Pour les travées de 3.15 m, on doit prévoir $\frac{3.15}{0.92} \approx 4$ pieds droits répartis comme suit :



Pour les travées de 3 m, on doit prévoir $\frac{3}{0.92} \approx 4$ pieds droits répartis comme suit :



III-2 Calcul après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

III.2.1 Dimensionnement et choix de la méthode de calcul

Selon le **B.A.E.L /Art A.4.1, 3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci après :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10} ; \frac{L_0}{2} \right\}$$

Avec: L : Largeur de la plus grande travée : $L = 435 \text{ m}$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

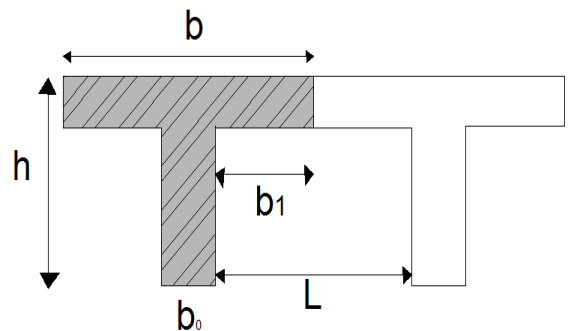
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

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

D'ou $b_1 \leq \min \left\{ \frac{435}{10} ; \frac{53}{2} \right\}$

$$b_1 \leq \min \{26,5; 31,5\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



III.2.2 Charges et surcharges :

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.29 \times 0.65 = 3.43 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation : $G = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

III.2.3 Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

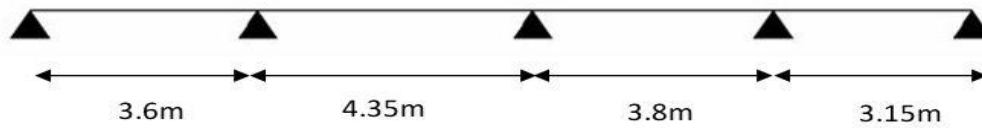
1) $Q < \max (2G , 5 \text{ kN})$

$$2G = 2 \times 5.29 = 10.58 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 < 2G = 10.58 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

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



$$\frac{3.6}{4.35} = 0.82 \quad ; \quad \frac{4.35}{3.8} = 1.14 \quad ; \quad \frac{3.8}{3.15} = 1.2 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- 4) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

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

b) Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 .

Expose de la méthode forfaitaire

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées :

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

- M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ dont l longueur entre nus des appuis.

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée dérivée.}$$

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

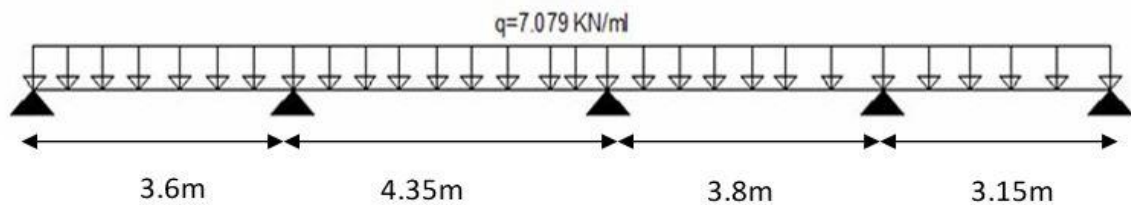
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

c) Application de la méthode :

On a la surcharge du RDC ($Q=2.5\text{kN/ml}$) et l'étage courant ($Q=1.5\text{kN/ml}$), donc on effectuera deux calcul

IV Calcul du plancher de RDC

IV.1 calcul de la poutrelle :



$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.079 \text{ kN/ml.}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{2.5 + 5.29} = 0.32$$

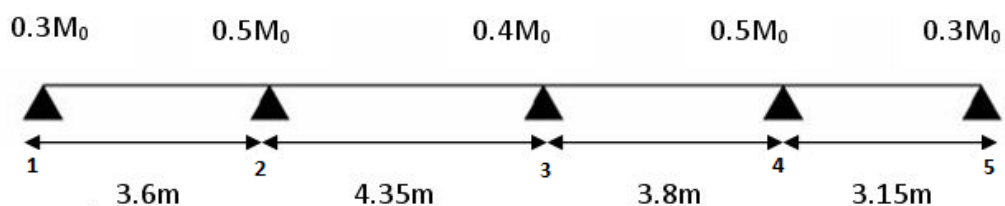
$$M_{01} = \frac{7.079 \times 3.6^2}{8} = 11.46 \text{ kN.ml}$$

$$M_{02} = \frac{7.079 \times 4.35^2}{8} = 16.74 \text{ kN.ml}$$

$$M_{03} = \frac{7.079 \times 3.8^2}{8} = 12.77 \text{ kN.ml}$$

$$M_{04} = \frac{7.079 \times 3.15^2}{8} = 8.78 \text{ kN.ml}$$

• Calcul des moments sur appuis :



$$- M_1 = 0.3M_{01} = 3.438 \text{ kN.m}$$

$$- M_2 = \max \{ 0.5(M_{01}, M_{02}) \} = 8.37 \text{ kN.m}$$

$$- M_3 = \max \{ 0.4(M_{02}, M_{03}) \} = 6.696 \text{ kN.m}$$

$$- M_4 = \max \{ 0.5(M_{03}, M_{04}) \} = 6.385 \text{ kN.m}$$

$$- M_5 = 0.3M_{04} = 2.634 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des moments en travée :**

1) **travée de rive 1-2**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ 1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)1.05 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \end{aligned} \right\} M_t = 7.42 \text{ kN.m}$$

2) **travée intermédiaire 2-3**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ 1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)1.05 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \end{aligned} \right\} M_t = 10.81 \text{ kN.m}$$

3) **travée intermédiaire 3-4**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ 1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)1.05 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \end{aligned} \right\} M_t = 7.45 \text{ kN.m}$$

4) **travée de rive 4-5**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq \max \left\{ 1.05M_{04}; (1 + 0.3\alpha)1.05 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \end{aligned} \right\} M_t = 5.68 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$T_e = T_w + qL$$

Avec : T_w, T_e efforts tranchant sur appuis de gauche et de droite respectivement

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w	3.438	8.37	6.696	6.385
M_e	8.37	6.696	6.385	2.634
T_w	-14.11	-15.01	-13.36	-9.95
T_e	11.37	15.78	13.54	12.34
M_t	7.42	10.81	7.45	5.68

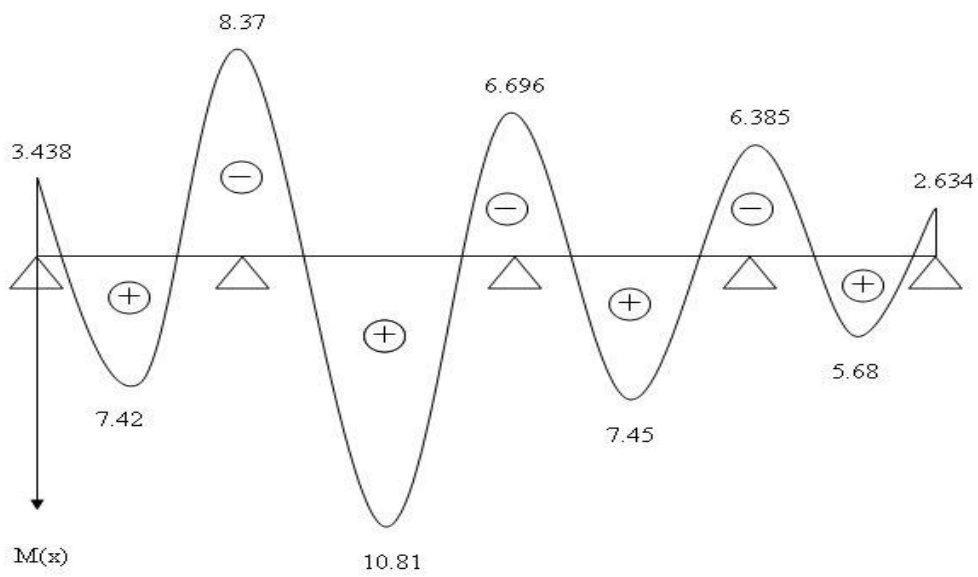


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (kN. M)

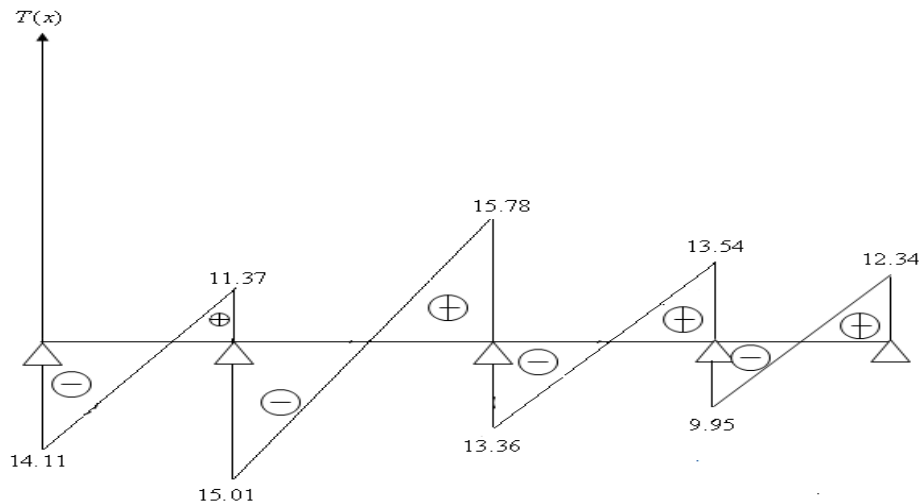


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en (kN)

IV-2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

En travée : $M_{max}^t = 10.81 kN.m$

• **Position de l'axe neutre :**

Si $M_{max}^t \geq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre et dans la poutrelle

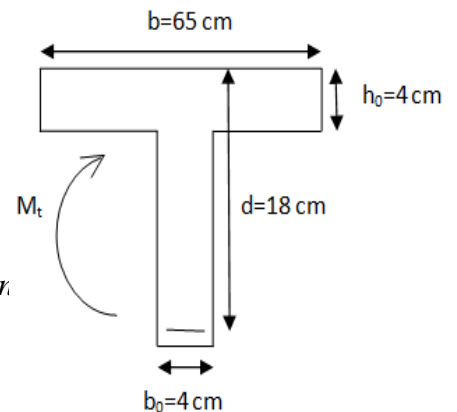
Si $M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre et dans la table de compression.

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre et dans la table de compression



Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b x h).

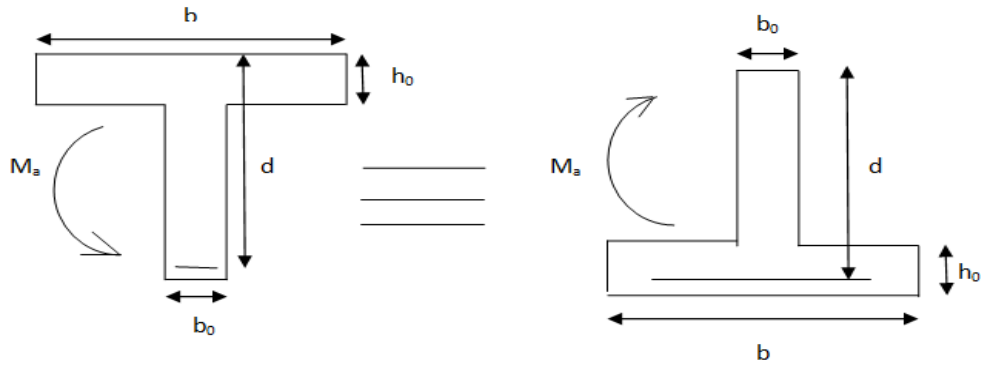
$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.81 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_u = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.81 \times 10^2}{0.982 \times 18 \times 34,8} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10+1HA12=2.69cm²**

Aux appuis : $M_{max}^a = 8.37 kN.m$



$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.37 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1,42} = 0.151 < 0,392$$

$$\mu_u = 0.151 \Rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.37 \times 10^2}{0,917 \times 18 \times 34,8} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : **1HA14=1.54cm²**

IV-3 Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2/BAEL91) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max} (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max} (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.78 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 = \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\phi \leq \min \{ h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi \}$$

$$\phi \leq \min \{ 200 / 35 ; 120 / 10 ; 10 \} = 5,71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0.54 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0,54^2}{4} = 0,46 \text{ cm}^2, \text{ Donc } A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures transversales : (Art A.4.2.5/BAEL 91)**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 \gamma_s} = \frac{0.56 \times 0.9 \times 400}{(1 - 0.3 \times 2.1) 12 \times 1.15} = 39.48$$

$$S_t \leq \min(16.2 ; 39.48) = 16.2 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante :

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

En travée :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 0.21}{40} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.69 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte tangentielle :(Art A.5.1, 1/ BAEL91)**

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15.78 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.73 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**

(Art. A.6.1,3 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\sum U_i = n \pi \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{15.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} = 2.21 \text{ Mpa} \quad \sum U_i = 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 2.21 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Encrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} contrainte d'adhérence a l'ancrage

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

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad l_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet l_c est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A ; **Donc** : $l_c = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit vérifier $A_{st \text{ min ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{15.78 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min ancre}} = 2.69 \text{ cm}^2 > \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{st}$ contrainte limite

Appuis intermédiaire: (Art 5.1, 312 / BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y encrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

$$\begin{cases} M_{\max} = 8.37 \times 10^6 \text{ N.mm} \\ 0.9dV_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 15.78 \times 10^3 = 2.55 \times 10^6 \text{ N.mm} \end{cases}$$

$M_{\max} > 0.9dV_u^{\max} \Rightarrow$ Les armatures inférieurs ne sont pas nécessaire

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL91) :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9b_0d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 15.78 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1, 322)**

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} = \frac{15.78 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.81 \text{ MPa}$$

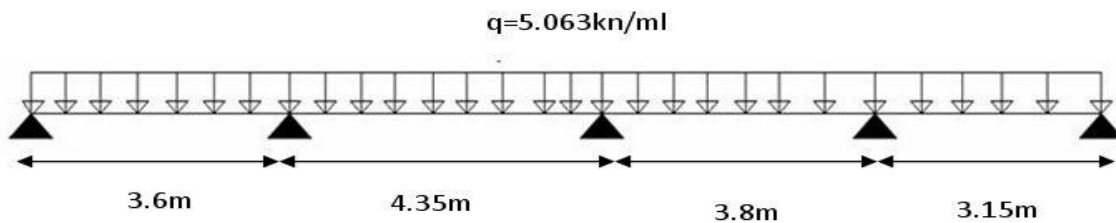
$$\frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-4 Vérification à l'ELS

1) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.29 + 2.5) \times 0.65 = 5.063 \text{ kN/ml.}$$



2) Calcul de la poutrelle du RDC

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.063}{7.079} = 0.715$$

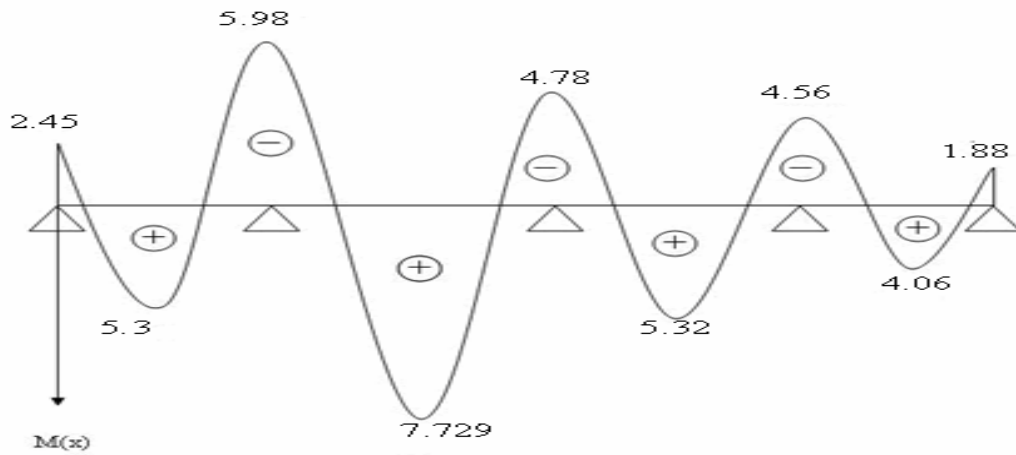


Diagramme des moments fléchissant l'ELS en (kN.m)

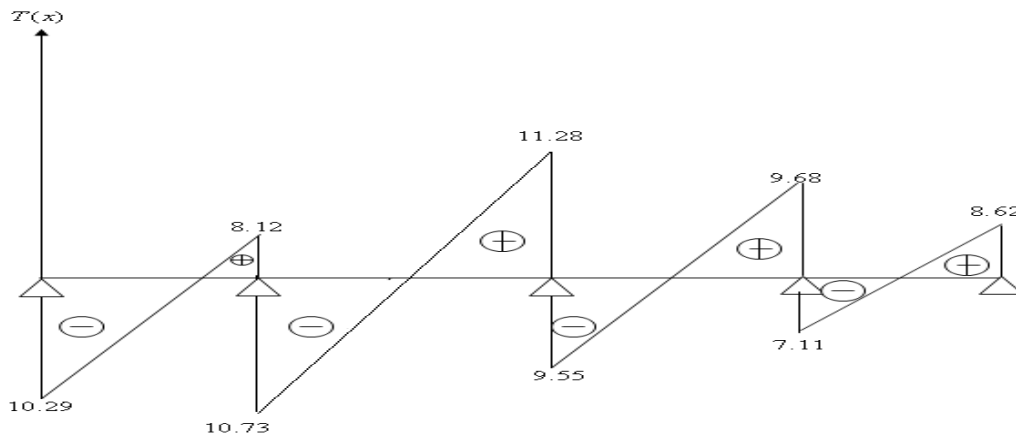


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en (kN)

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

En travée : $M_{max}^t = 7.729 \text{ kN.m}$ $A = 2.69 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0d} = \frac{100 \times 2.69}{12 \times 18} = 1.24$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 1.24 \Rightarrow \beta_1 = 0.850$ et $K_1 = 18.23$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7.729 \times 10^6}{0.850 \times 180 \times 2.69 \times 10^2} = 187.79 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{187.79}{18.23} = 10.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.23 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 187.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $M_a^{max} = 5.984 \text{ kN.m}$ $A = 1.54 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.713$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho = 0.713 \Rightarrow \beta_1 = 0.877$ et $K_1 = 25.65$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{5.984 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 246.14 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{246.14}{25.65} = 9.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{sa} = 246.14 \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{A}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.69}{12 \times 18} = 0.0124$$

$$\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$$

$$\frac{A}{b_0 d} > \frac{3.6}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

On doit calculer la flèche.

On doit vérifier : $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \overline{f}$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

Avec : L portée libre de la poutrelle.

$$q_s = 5.0635 \text{ kN/ml}$$

$$E_v \text{ Module de déformation différée } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c288}} = 10819 \text{ MPa}$$

I_0 Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de

gravité de la section.

\overline{f} Flèche admissible.

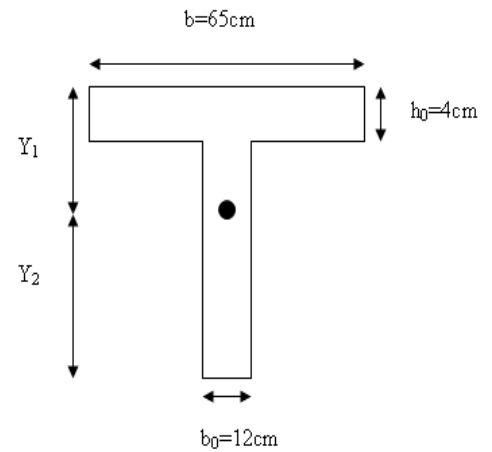
Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$$

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0) \frac{h_0}{2} + (h - h_0) b_0 \times \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15Ad}{(b \times h_0) + (h - h_0) b_0 + 15A}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{(20 - 4)}{2} + 4 \right] + 15 \times 2.69 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.69} = 7.21 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 12.79 \text{ cm}$$



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

$$I_0 = (Y_1^3 + Y_2^3) \frac{b_0}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(Y_2 - C)^2$$

$$I_0 = (6.98^3 + 13.02^3) \frac{12}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.98 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.01 (13.02 - 2)^2 = 20603.11 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s l^4}{E_v \times I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{5.0635 \times 4.35^4 \times 10^8}{10819 \times 20603.11} = 6.49 \text{ mm}$$

$$f = 6.49 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

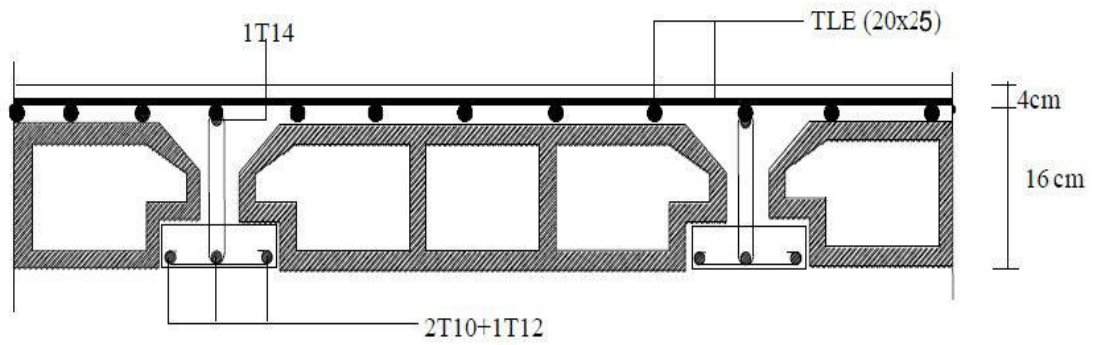
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du RDC seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **2HA10+1HA12** pour le lit inférieur.
- **1HA 14** en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- **1 étriers en $\phi 6$** tous les 15cm.



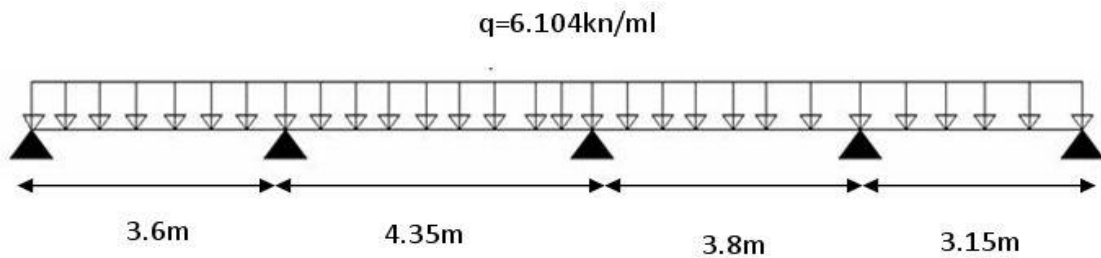
Plan de ferrailage du plancher

V Calcul du plancher des étages courants

V-1 calcul de la poutrelle :

- **Combinaison de charge à l'ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.104 \text{ kN/ml.}$$



$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.29} = 0.22$$

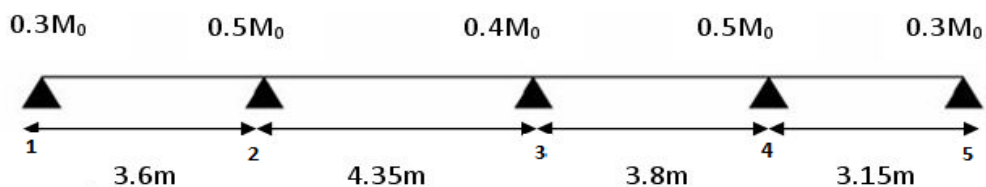
$$M_{01} = \frac{6.104 \times 3.6^2}{8} = 9.88 \text{ kN.ml}$$

$$M_{02} = \frac{6.104 \times 4.35^2}{8} = 14.43 \text{ kN.ml}$$

$$M_{03} = \frac{6.104 \times 3.8^2}{8} = 11.01 \text{ kN.ml}$$

$$M_{04} = \frac{6.104 \times 3.15^2}{8} = 7.57 \text{ kN.ml}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**



$$\begin{aligned}
 -M_1 &= 0.3M_{01} = 2.964 \text{ kN.m} \\
 -M_2 &= \max\{0.5(M_{01}, M_{02})\} = 7.215 \text{ kN.m} \\
 -M_3 &= \max\{0.4(M_{02}, M_{03})\} = 5.77 \text{ kN.m} \\
 -M_4 &= \max\{0.5(M_{03}, M_{04})\} = 5.505 \text{ kN.m} \\
 -M_5 &= 0.3M_{04} = 2.271 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

• **Calcul des moments en travée :**

1) travée de rive 1-2

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq \max\{1.05M_{01}; (1+0.3\alpha)1.05\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\
 M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}
 \end{aligned} \right\} M_t = 6.25 \text{ kN.m}$$

2) travée intermédiaire 2-3

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq \max\{1.05M_{02}; (1+0.3\alpha)1.05\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\
 M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}
 \end{aligned} \right\} M_t = 8.88 \text{ kN.m}$$

3) travée intermédiaire 3-4

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq \max\{1.05M_{03}; (1+0.3\alpha)1.05\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\
 M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}
 \end{aligned} \right\} M_t = 6.09 \text{ kN.m}$$

4) travée de rive 4-5

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq \max\{1.05M_{04}; (1+0.3\alpha)1.05\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\
 M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04}
 \end{aligned} \right\} M_t = 4.79 \text{ kN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$T_e = T_w + qL$$

Avec : T_w, T_e efforts tranchant sur appuis de gauche vers la droite respectivement

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w	2.964	7.215	5.772	5.505
M_e	7.215	5.772	5.505	2.271
T_w	-12.16	-12.94	-11.52	-8.58
T_e	9.81	13.61	11.67	10.64
M_t	6.25	8.88	6.09	4.79

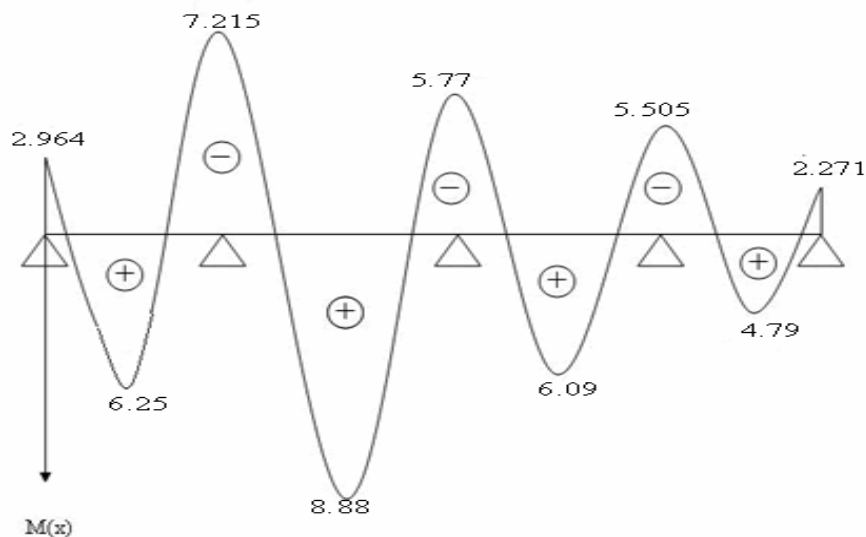


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (kN.m)

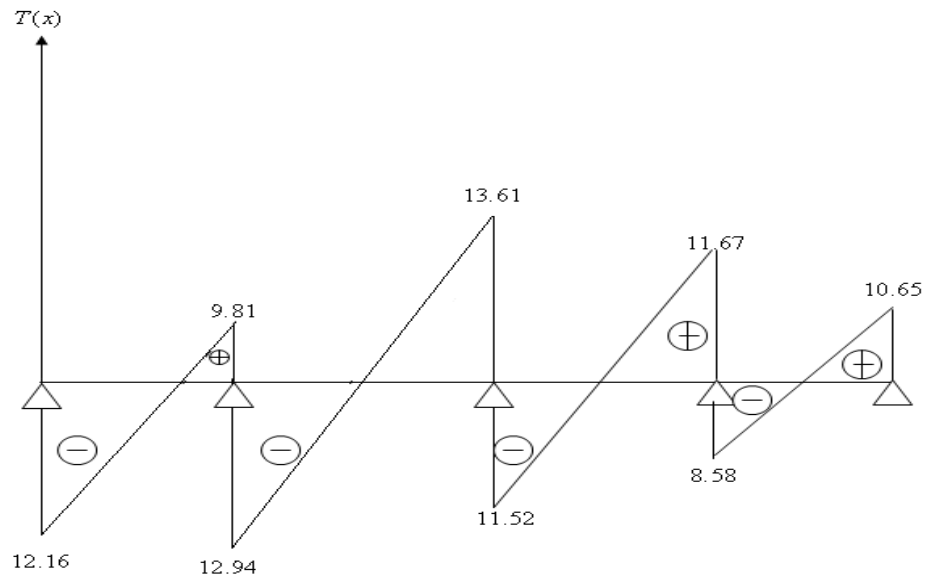


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en (kN)

V-2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

En travée : $M_{max}^t = 8.88 \text{ kN.m}$

• **Position de l'axe neutre :**

Si $M_{max}^t \geq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

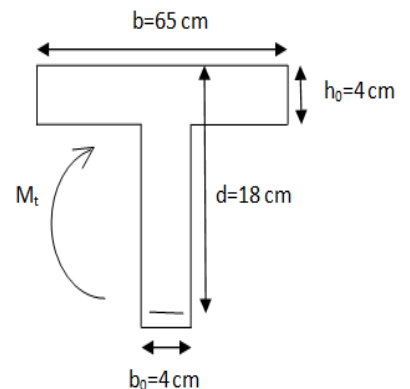
$M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.88 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

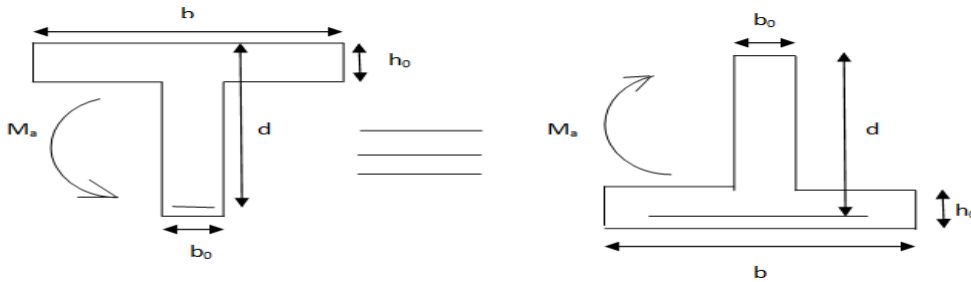
De l'abaque des armatures : $\mu_u = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.88 \times 10^2}{0.985 \times 18 \times 34,8} = 1.43 \text{ cm}^2$$



Soit : $2HA10=1.57 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_a^{\max} = 7.215 \text{ kN.m}$



$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.215 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1,42} = 0.130 < 0,392$$

$$\mu_b = 0.130 \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.215 \times 10^2}{0,930 \times 18 \times 34,8} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit : $1HA14=1.54 \text{ cm}^2$

V-3 Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure

(Art. A.5.3,2/BAEL91) :

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u^{\max} (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max} (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{13.61 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \{ h/35; b_0/10; \phi \}$$

$$\phi \leq \min \{ 200/35; 120/10; 10 \} = 5,71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0.54 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0,54^2}{4} = 0,46 \text{ cm}^2, \text{ Donc } A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales : (Art A.4.2.5/BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 \gamma_s} = \frac{0.56 \times 0.9 \times 235}{(0.85 - 0.3 \times 2.1) 12 \times 1.15} = 39.01$$

$$S_t \leq \min(16.2 ; 39.01) = 16.2 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

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

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 0.21}{40} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte tangentielle :(Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.61 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.63 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art.A.6.1, 3 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\sum U_i = n\pi\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.61 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} = 1.91 \text{ Mpa} \quad \sum U_i = 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.91 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Encrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad l_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet l_c est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A ; **Donc** : $l_c = 20 \text{ cm}$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit vérifier $A_{st \text{ min ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{13.61 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min ancre}} = 1.57 \text{ cm}^2 > \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 0.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaire: (Art 5.1, 312 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de

l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

$$\begin{cases} M_{\max} = 7.215 \times 10^6 \text{ N.mm} \\ 0.9dV_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 13.61 \times 10^3 = 2.2 \times 10^6 \text{ N.mm} \end{cases}$$

$$M_{\max} > 0.9dV_u^{\max} \Rightarrow \text{Les armatures inférieurs ne sont pas nécessaire}$$

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

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9b_0d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 13.61 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ MPa} < \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1, 322)

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} = \frac{13.61 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.7 \text{ MPa}$$

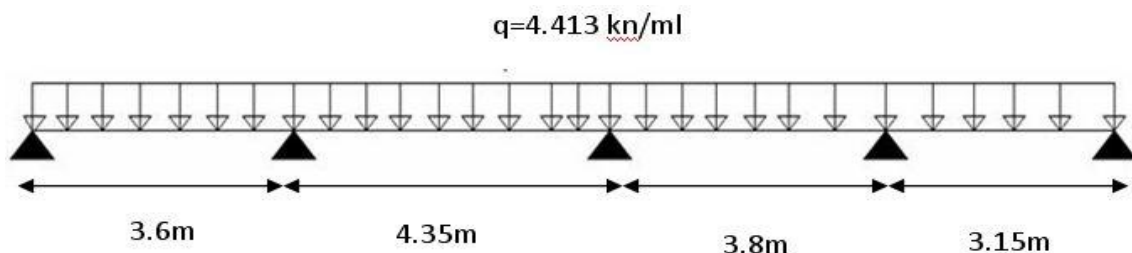
$$\frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V-4 Vérification à l'ELS

1) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.29 + 1.5) \times 0.65 = 4.413 \text{ kN/ml}$$



2) Calcul de la poutrelle des étages courants

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.413}{6.104} = 0.72$$

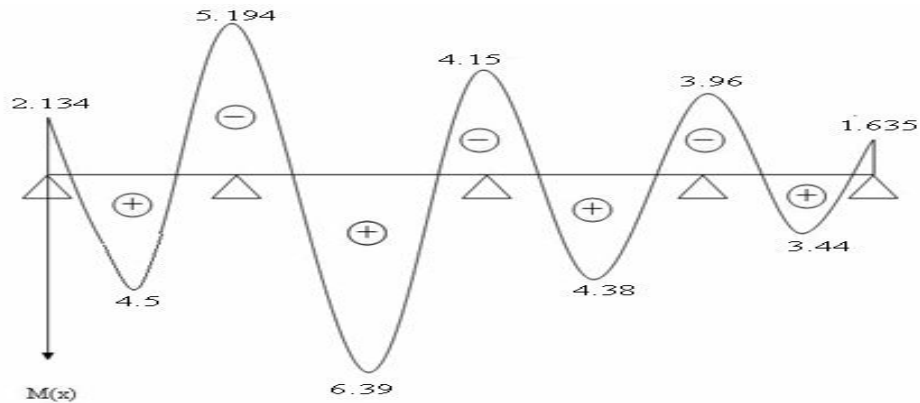


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en (kN.m)

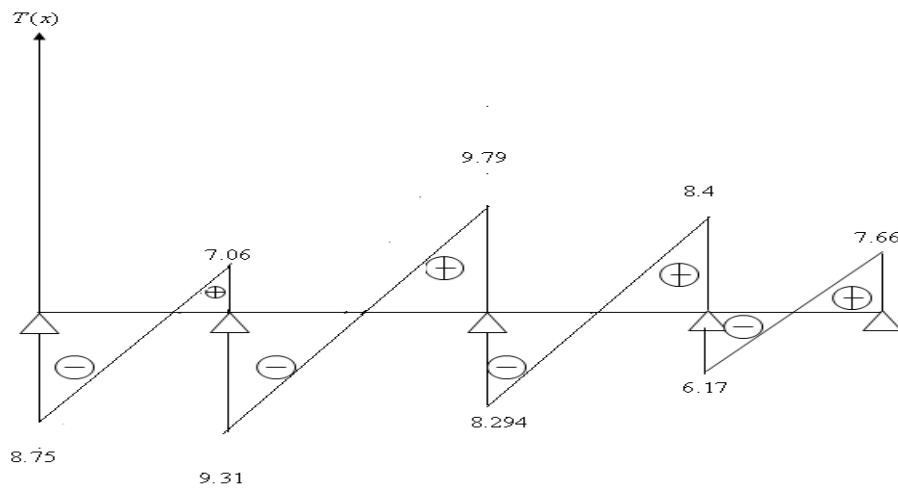


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en (kN)

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

- **En travée** : $M_{max}^t = 6.39 \text{ kN.m}$ $A = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 0.72 \Rightarrow \beta_1 = 0.876$ et $K_1 = 25.32$

Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6.39 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 258.12 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{258.12}{25.32} = 10.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.19 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 258.12 \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis** : $M_a^{\max} = 5.19 \text{ kN.m}$ $A = 1.54 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.713$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho = 0.713 \Rightarrow \beta_1 = 0.877$ et $K_1 = 25.65$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{5.19 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 213.49 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{213.49}{25.65} = 8.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{sa} = 213.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad , \quad \frac{A}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}}$$

La 1^{ère} condition est vérifiée, car nous avons au départ calculé h en utilisant cette formule

Vérifions la 2^{ème} condition :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \\ \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérifions la 3^{ème} condition :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.051 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6.39}{15 \times 10.43} = 0.041 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

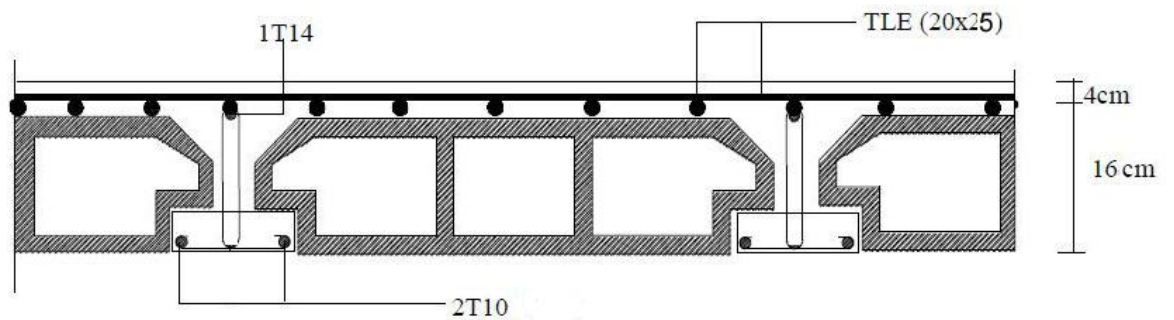
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **2HA10** pour le lit inférieur.
- **1HA 14** en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- **1 étriers en $\phi 6$** tous les 15cm



Plan de ferrailage des planchers d'étages courants

B-Calcul du balcon

Pour le cas de notre structure, les balcons qui sont en dalle pleine, ils sont encastés au niveau des poutres de rive.

Le prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la

formule suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$ Avec L : largeur du balcon

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{soit donc : } e_p = 15 \text{ cm}$$

Le Schéma statique de la console est donné sur la figure suivante :

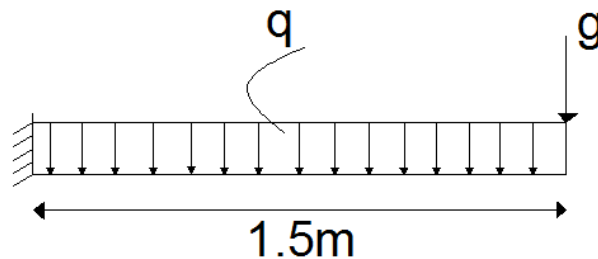


Figure 1 : Schéma statique de la console

G : Charge permanente calculé au chapitre II: ($G_{dalle}=5.63 \text{ kN/ml}$, $G_{mur}=7.46 \text{ kN/ml}$)

Q : Surcharge d'exploitation de la dalle donnée par le DTR (BC 22): $Q= 3.5 \text{ kN/ml}$

➤ Calcul à l'état limite ultime:

$$q_u = 1.35(G_{dalle} + G_{mur}) + 1.5Q = 1.35(5.63 + 7.46) + 1.5 \times 3.5 = 22.92 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-22.92 \times 1.5^2}{2} = -25.78 \text{ kN.m}$$

Le moment total est : $M_u = -25.78 \text{ kN.m}$; Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = [1.35(G_{dalle} + 1.5Q)] \times 1.5 = 19.27 \text{ kN}$$

I Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

1) Armature principale

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.78 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.107$$

$$\mu_u = 0.107 < \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{sections simplement armée (SSA)}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_u = 0.107 \Rightarrow \beta = 0.943$

D'où : $A_{st} = \frac{25.78 \times 10^2}{0.943 \times 13 \times 34.8} = 6.04 \text{ cm}^2$

Soit 7HA12=7.92cm² avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

2) Armature de répartition

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$ soit 4HA8=2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Soit: 6HA8 pour 1.5m de largeur.

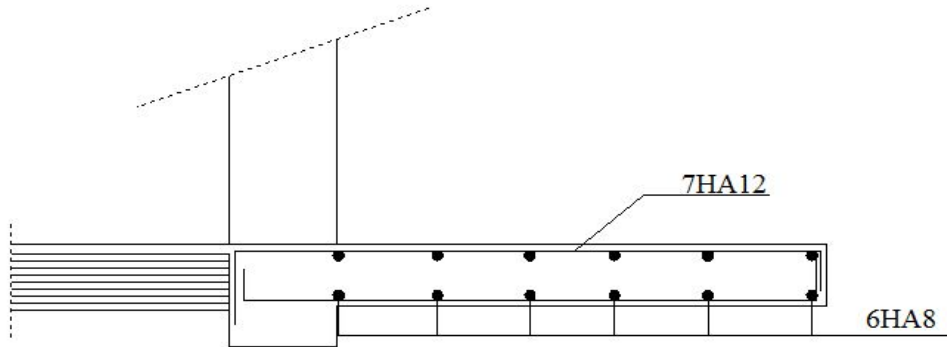


Figure 2: Schéma de ferrailage du balcon

II Vérifications à l'ELU

1) Espacement des armatures

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

Armatures principales :

$S_t = 15 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$

2) Armatures de répartition

En travée $S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$

3) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier :

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

$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 0.21}{40} = 1.57 \text{ cm}^2$

$A_{adopté} = 2.17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

4) Contrainte de cisaillement (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19.27 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.148 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}) \end{array} \right.$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

On doit vérifier: $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$U_i = \pi \times \text{Diamètre} \Rightarrow \sum U_i = \text{nombre de barre} \times U_i = 7 \times 3.14 \times 12 = 263.76 \text{ mm}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec: $\psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{19.27 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 263.76} = 0.624 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0.624 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

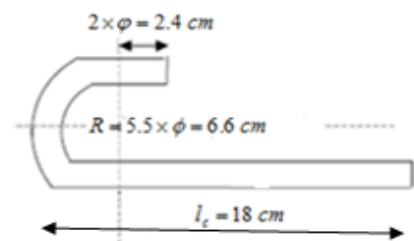
6) Encrage des barres (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puis

$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$\tau_u = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$ on prend $l_s = 45 \text{ cm}$



Comme l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet (l_c) est : $0.4 l_s = 18 \text{ cm}$

Donc: $l_c = 18 \text{ cm}$

III Vérifications à l'ELS

Dalle: $q_s = (5.63 + 3.5) = 9.13 \text{ kN/ml}$

Murs: $g_s = (7.46) = 7.46 \text{ kN/ml}$

Calcul de moment

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{9.13 \times 1.5^2}{2} + 7.46 \times 1.5 = 21.46 \text{ kN.m}$$

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

Contrainte dans le béton : on doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

Axe neutre :

$$b y_1 \left(\frac{y_1}{2} \right) + n A_{sc} (y_1 - c) - n A_{st} (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1 + 148.95 y_1 - 1604.7 = 0 \Rightarrow y_1 = 4.368 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I = \left(\frac{b y_1^3}{3} \right) + n A_{sc} (y_1 - c)^2 + n A_{st} (d - y_1)^2$$

$$= \left(\frac{100 \times 4.368^3}{3} \right) + 15 \times 2.01 (4.368 - 2)^2 + 15 \times 7.92 (13 - 4.368)^2 = 13372.84 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{21.46}{13372.84} \times 4.368 \times 10^3 = 7.01 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{10} = 0.100 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{21.46}{10 \times 21.46} = 0.1 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 13} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

C) Calcul de la dalle de la salle machine

La dalle de la salle machine repose sur 4 appuis, elle est calculer sous une charge uniformément répartie et une charge localisé.

I. La surface de passage de l'ascenseur

$S = 1.8 \times 1.9 = 3.42 \text{ m}^2$ la dalle de la salle machine est appuyée sur ses 4 cotés.

• **Charges nominales et le poids total**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$
- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de

P=9 tonnes

➤ **Epaisseur de la dalle**

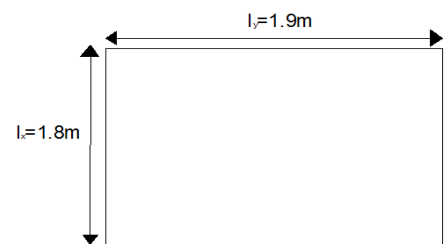
$$H_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de **12cm** selon le **RPA99** version **2003**, donc on prend une épaisseur de **15 cm**.

• **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{1.9} = 0.94$$

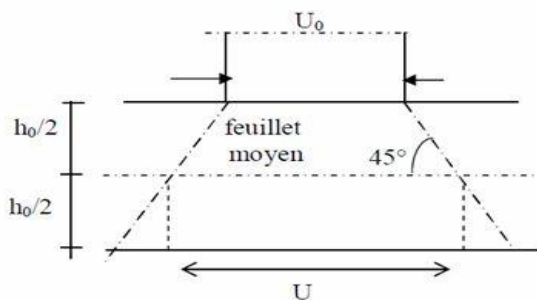
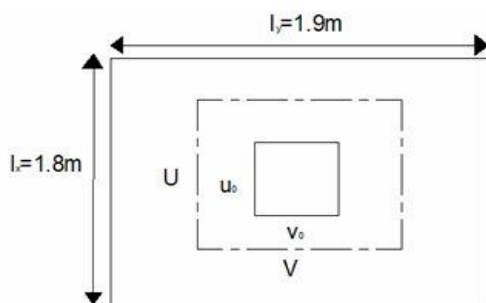
$$0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$



La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

I.1 Etude de la dalle sous charges localisée



Avec : ν le coefficient de poisson à $\begin{cases} \text{l'ELU } \nu = 0 \\ \text{l'ELS } \nu = 0.2 \end{cases}$

M_1, M_2 : coefficient à déterminer à partir des abaques de **PIGEAUD** suivant :

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases} \quad \text{dans le cas de beton armée } \xi = 1 \quad \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec : h_0 c'est l'épaisseur de la dalle

e : épaisseur de revêtement ($e=0$) pas de revêtement

$U_0=V_0=0.8m$ ($U_0 \times V_0$ zone dans laquelle q est concentrée)

$$\begin{cases} U = 0.8 + 2 \times 0 + 0.15 = 0.95m \\ V = 0.8 + 2 \times 0 + 0.15 = 0.95m \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{95}{180} = 0.52 \quad 0.5 < \frac{U}{l_x} < 0.6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{95}{190} = 0.5 \quad \frac{V}{l_y} = 0.5 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0.5 \quad \frac{V}{l_y} = 0.5 \Rightarrow M_1 = 0.1, M_2 = 0.08 \\ \frac{U}{l_x} = 0.6 \quad \frac{V}{l_y} = 0.5 \Rightarrow M_1 = 0.089, M_2 = 0.073 \end{cases}$$

Après interpolation on aura : $M_1=0.097$, $M_2=0.076$

• Calcul à l'ELU $\nu = 0$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN} \\ M_{x1} = 121.5(0.097 + 0 \times 0.076) = 11.78 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 121.5(0.076 + 0 \times 0.097) = 9.23 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Calcul à l'ELS $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} P_u = 90 \text{ kN} \\ M_{x1s} = 90(0.097 + 0.2 \times 0.076) = 10.9 \text{ kN.m} \\ M_{y1s} = 90(0.076 + 0.2 \times 0.097) = 8.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

I.2 Sous charge uniformément répartie

➤ Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.94 \rightarrow \mu_x = 0.0419 \quad , \mu_y = 0.864$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et } Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{X2} = \mu_X \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0419 \times 6.56 \times (1.8)^2 = 0.89 \text{ kN.m} \\ M_{Y2} = \mu_Y \cdot M_X = 0.864 \times 0.89 = 0.769 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.94 \rightarrow \mu_X = 0.0491, \mu_Y = 0.906$$

$$q_u = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{X2S} = \mu_X \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0491 \times 4.75 \times (1.8)^2 = 0.755 \text{ kN.m} \\ M_{Y2S} = \mu_Y \cdot M_X = 0.906 \times 0.755 = 0.684 \text{ kN.m} \end{cases}$$

I.3 Superposition des moments

➤ **ELU**

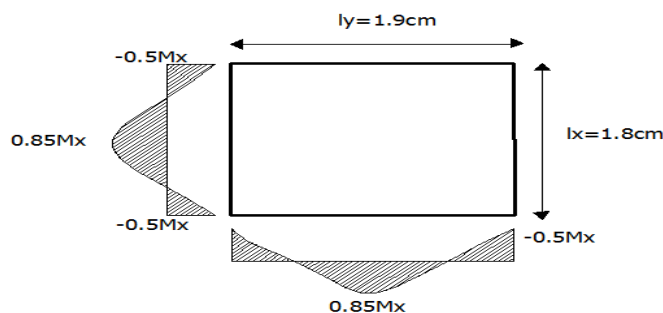
$$\begin{cases} M_{UX} = M_{X1} + M_{X2} = 11.78 + 0.89 = 12.67 \text{ kN.m} \\ M_{UY} = M_{Y1} + M_{Y2} = 9.23 + 0.769 = 10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS**

$$\begin{cases} M_{SX} = M_{X1S} + M_{X2S} = 10.9 + 0.755 = 11.65 \text{ kN.m} \\ M_{SY} = M_{Y1S} + M_{Y2S} = 8.58 + 0.684 = 9.26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Correction des moments**

-Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).



• **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_{UX} = 0.85 \times 12.67 = 10.79 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.85M_{UY} = 0.85 \times 10 = 8.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **En appuis**

$$M_x^a = -0.5M_{UY} = -0.5 \times 12.67 = -6.33 \text{ kN.m}$$

II Calcul des armatures

II.1 Armature // à X-X

• **En travée :**

-On considère une bande de 1m de largeur tel que : $b=100 \text{ cm}$, $d=h-c=15-2=13 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.79 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.044 \quad , \quad \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.79 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2$$

5HA12 $\rightarrow A_t = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **En appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.33 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.026 \quad , \quad \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6.33 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

5HA10 $\rightarrow A_a = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On prend le même ferrailage dans X – X et Y – Y car les longueur l_x et l_y sont proche ($l_x \approx l_y$).

III Vérification a l'ELU

➤ **Espacements des armatures**

La fissuration est non préjudiciable. L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

• **Direction principale**

$$St \leq \min \{2.h; 25 \text{ cm}\}.$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Direction secondaire**

$$St \leq \min \{3.h; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)**

• **Armatures inférieures (suivant X-X)**

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour } [fe400]$$

ρ_x : taux minimale d'acier en travée.

A_{\min} : section minimale d'armature.

S : section totale de béton

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S} \Rightarrow A_{\min} = \rho \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures inférieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_Y > \rho_0$$

ρ_Y : taux minimal d'acier dans le sens Y - Y

$$A_{\min} = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diamètre minimale des barres :(Art A.7.21.BAEL91) :**

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

ϕ : diamètre des armature longitudinale.

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poinçonnement :(Art A.5.2.42/BAEL91modifiée) :**

$$Qu \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Qu : la charge de calcule à l'ELU

U_c : Périmètre de contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

h : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (0.95 + 0.95) = 3.8 \text{ m}$$

$$Q = 0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 427.5 \text{ kN}$$

$$Qu = 121.5 \text{ kN}$$

$$Qu = 121.5 < 427.5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots$$

• **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{2U + V} \text{ avec } P = 1.35G = 121.5 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 0.95 + 0.95} = 42.63 \text{ kN}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{42.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

IV Vérification à l'ELS

On a: $M_{xs} = 11.65 \text{ kN.m}$

$M_{ys} = 9.26 \text{ kN.m}$

- correction des moments

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{xs}^t = 0.85 \times 11.65 = 9.9 \text{ kN.m} \\ M_{ys}^t = 0.85 \times 9.26 = 7.87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **aux appuis**

$$\begin{cases} M_{xs}^a = -0.5 \times 11.65 = -5.825 \text{ kN.m} \\ M_{ys}^a = -0.5 \times 9.26 = -4.63 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression du béton

Pour réaliser que la contrainte de béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_a}, \quad \rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d}$$

Zone	sens	M _s (kN.m)	ρ ₁	K	β ₁	σ _s	σ _{bc} (Mpa)	observation
appuis	l _x	5.825	0.1	79.3	0.947	335.57	4.23	vérifiée
	l _y	5.825	0.1	79.3	0.947	335.57	4.23	vérifiée
travée	l _x	9.9	0.13	68.33	0.940	482.23	7.05	vérifiée
	l _y	7.87	0.13	68.33	0.940	213.6	3.12	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

On doit vérifier :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{15}{180} = 0.083 \geq \frac{10.79}{20 \times 10.79} = 0.05 \\ \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.0043 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \end{array} \right\} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine sera comme suit :

• **En travée :**

5HA12 (sens x-x), St=20 cm

5HA12 (sens y-y), St=20 cm

• **En appuis :**

5HA10 (sens x-x), St=20 cm

5HA10 (sens y-y), St=20 cm

Calcul des murs en béton armée :

Les murs de la salle machine seront réalisés en béton armée, ferriller selon le BAEL91 (Art A.8.1 ,21) avec le ferrailage minimum

On admet que la section est entièrement comprimée :

Armature verticale minimales

$$\begin{cases} A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 \\ 0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5 \% \end{cases}$$

Avec : $L=1.9 \text{ m}$, $e=0.15 \text{ m}$, $B=0.2285 \text{ cm}^2$

Soit $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

$$0.2 \% \leq \frac{6 \times 10^{-4}}{0.285} \times 100 = 0.21 \leq 5 \%$$

On prend 6HA12 ($A=6.78 \text{ cm}^2$)

Armature horizontales

D'après BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$

D'après le RPA modifiée 2003 : $A_h \geq 0.15 \% \times B = \frac{0.15 \times 0.285 \times 10^{-4}}{100} = 4.27 \text{ cm}^2$

On prend 4HA12 avec un espacement de 10 cm

Armature transversale

Soit 4 épingles de HA8

D) Calcul des escaliers

I Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Sur la figure on donne un schéma descriptif d'un escalier

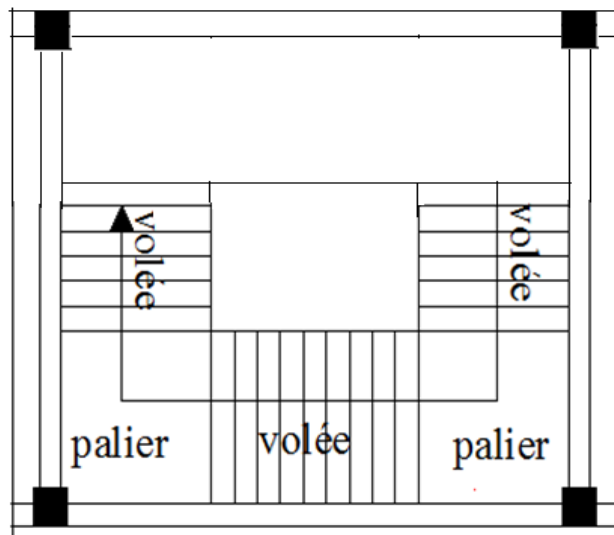


Figure 1 : Vue en plan de l'escalier

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. Il a trois volées. Comme nous avons deux hauteurs différentes : **4.08 m** pour le **RDC** et **sous sols** et **3.06 m** pour l'**étage courant**. Normalement on a à calculer deux types d'escaliers, dans cette étude on se limitera à calculer le cas le plus défavorable là où il y a la plus grande hauteur c'est-à-dire celles du **RDC** et le **sous sols**, puis on généralisera pour le deuxième.

II. Pré dimensionnement des escaliers

Le dimensionnement de la marche et de contremarche se fait par la relation de BLONDEL, h et g doivent satisfaire la formule suivante : **$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$**

On a : $16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$ On opte pour une hauteur des marches **$h=17 \text{ cm}$**

On aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ On prend le giron **$g=30 \text{ cm}$**

II.1-Calcul du nombre de marches et de contre marches

Soit « n » le nombre de contre marches et « m » le nombre de marches ($m=n-1$)

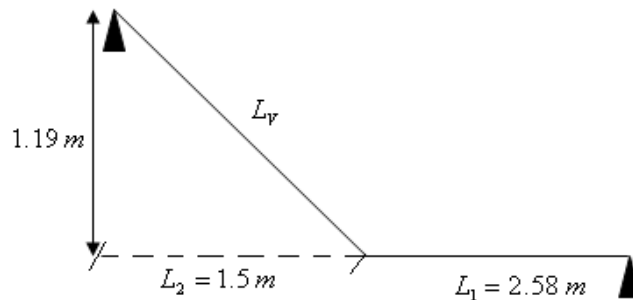
$$H=408 \text{ cm} ; h=17 \text{ cm} ; \quad \text{donc} : n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \Rightarrow \mathbf{n=24 \text{ marches}}$$

Les 24 marches sont à répartir comme suit :

Volées 1 et 3 : $m_1 = 6$ marches

Volée 2 : $m_2 = 9$ marches

II.2-Etude des paillasse 1 et 3



II.2.1-Dimensionnement de la paillasse : selon les conditions de flèche, la paillasse prend une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant

$$\boxed{\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}}$$

$$L = L_1 + L_V = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{119}{150} = 0.793 \Rightarrow \alpha = 38.42^\circ$$

Avec L : longueur totale entre nus d'appuis. L_V : longueur réelle de la volée

$$L = 258 + \frac{150}{\cos 38.42} = 441.45 \text{ cm}$$

Donc $\frac{441.45}{30} \leq e_p \leq \frac{441.45}{20} \Rightarrow 14.71 \leq e_p \leq 22.07$

On opte pour une paillasse d'une épaisseur **ep=20 cm**

II.2.2-Détermination des charges et surcharges

Le calcul de l'escalier se fait en flexion simple pour une bande d'1 m linéaire

a) **La volée :**

- Poids de la paillasse : $G_p = \rho \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 25 \frac{0.2}{\cos 38.42} \times 1 = 6.38 \text{ kN/m}$

- Poids de la marche : $G_m = \rho \frac{h}{2} \times 1 = 25 \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ kN/m}$

- Poids des revêtements : - Carrelage : 0.44 kN/m

- Mortier de pose : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ kN/m}$

- Enduit ciment : $10 \times 0.015 = 0.15 \text{ kN/m}$

- Lit de sable : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ kN/m}$

-Poids de garde corps : 0.2 kN/m

$$G_v = 9.76 \text{ kN/ml}$$

b) Le palier :

- Carrelage : 0.44 kN/m
- Mortier de pose : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ kN/m}$
- Lit de sable : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ kN/m}$
- Poids de la palliase : $25 \times 0.2 = 5 \text{ kN/m}$
- Enduit ciment : $10 \times 0.015 = 0.15 \text{ kN/m}$

$$G_p = 6.39 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation est donné par le **DTR2.2**, elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN/m}$

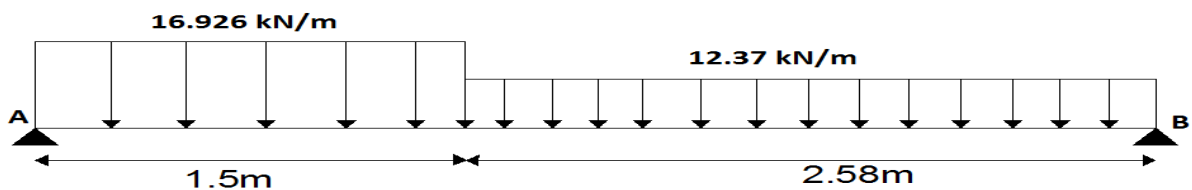
III.2.3-Etude à l'ELU

Le palier : $q_u^p = (1.35 \times 6.39 + 1.5 \times 2.5) = 12.37 \text{ kN/ml}$

La volée : $q_u^v = (1.35 \times 9.76 + 1.5 \times 2.5) = 16.926 \text{ kN/ml}$

❖ **Calcul des efforts internes**

Pour déterminer les efforts internes dans la volée et le palier, on fera référence à la méthode de la résistance des matériaux en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux extremités.



❖ **Réactions d'appuis :**

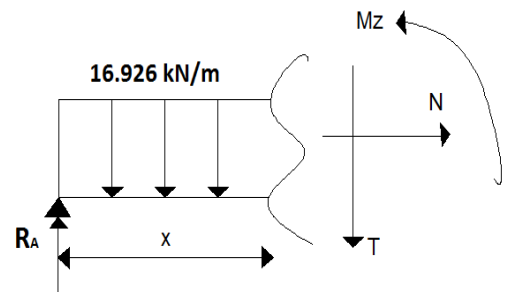
$$\sum F /_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 16.92 \times 1.5 + 12.37 \times 2.58 = 57.29 \text{ kN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 4.08 - (12.37 \times 2.58)2.79 - (16.92 \times 1.5) \times 0.75 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 30.8 \text{ kN} \\ R_B = 26.49 \text{ kN} \end{cases}$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = 30.8 - 16.92x \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 30.8 \text{ kN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T = 5.42 \text{ kN} \end{cases}$$

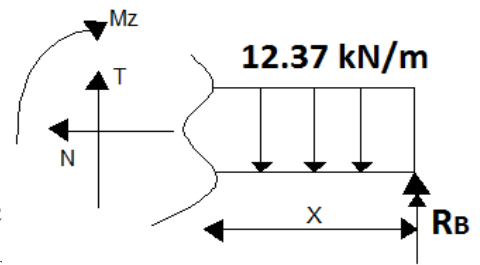


$$M(x) = 30.8x - 16.92 \frac{x^2}{2} \begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x=1.5 \Rightarrow M = 27.16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.58$

$$T(x) = 12.37x - 26.49 \begin{cases} x=0 \Rightarrow T = -26.49 \text{ kN} \\ x=2.58 \Rightarrow T = 5.42 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = +26.49x - 12.37 \frac{x^2}{2} \begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x=2.58 \Rightarrow M = 27.17 \text{ kN.m} \end{cases}$$



Voici le tableau qui résume tous les résultats obtenu

Tronçons	X(m)	T _Y (kN)	M _Y (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	0	30.8	0
	1.5	5.42	27.17
$0 \leq x \leq 2.58$	0	-26.49	0
	2.58	5.42	27.17

Calcul du moment maximal (M_{\max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 30.8 - 16.92 \times x = 0 \Rightarrow x = 1.82$$

d'ou $M_{\max} = 28.03 \text{ kN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées

✓ Aux appuis : $-0.3 M_{\max} = -0.3 \times 28.03 = -8.409 \text{ kN.m}$

✓ En travées : $0.85 M_{\max} = 0.85 \times 28.03 = 23.82 \text{ kN.m}$

✓

Diagramme des efforts interne

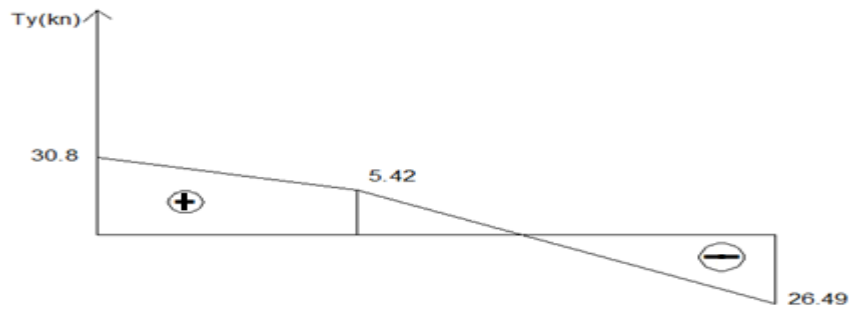


Diagramme efforts tranchants

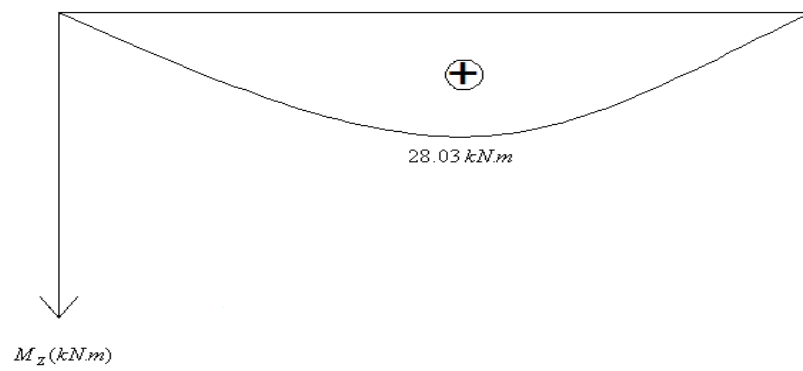


Diagramme moment fléchissant

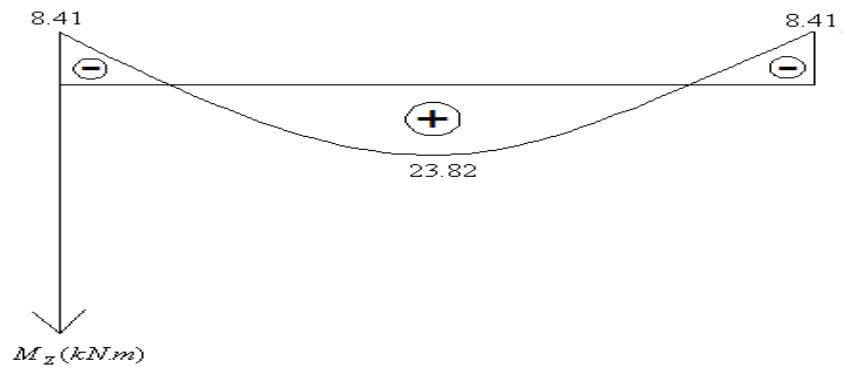


Diagramme corrigé moment fléchissant

II.2.4-Calcul des armatures**1)-En travées :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de 20 cm

- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- $c' = 2 \text{ cm}$
- $d = e_p - c' = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$
- $M_{\max}^t = 23.82 \text{ kN.m}$

Calcul des armatures fictives

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.82 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.051$$

$$\mu_u = 0.051 < \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{sections simplement armée}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_u = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.9735$

$$\text{D'où : } A_{st} = \frac{23.82 \times 10^2}{0.9735 \times 18 \times 34.8} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12=4.52cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } \mathbf{4HA8=2.01cm^2}$$

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

2)-Aux appuis :

$$M_{\max}^a = 8.409 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures fictives

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.409 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.018$$

$$\mu_b = 0.018 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{sections simplement armée}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$

$$\text{D'où : } A_{st} = \frac{8.409 \times 10^2}{0.991 \times 18 \times 34.8} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : **4HA10=3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On optera pour : $4HA8=2.01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$

3)-Vérifications à ELU

3.1) Espacement des armatures :

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

Armatures principales :

$$\begin{cases} \text{En travée} & S_t = 20 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \\ \text{En appuis} & S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$\begin{cases} \text{En travée} & S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \\ \text{En appuis} & S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

3.2) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 0.21}{40} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

3.3) Contrainte de cisaillement :(Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{30.8 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.171 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

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

$$\text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{30.8 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

3.5) Encrage des barres : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

Comme l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet (l_c) est : $0.4l_s = 18 \text{ cm}$

Donc : $l_c = 18 \text{ cm}$

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

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 30.8 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 180} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

3.7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313/BAEL91) :

On doit vérifier
$$A_{st \text{ min ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\overline{\sigma_{st}}} = \frac{30.8 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.88 \text{ cm}^2$$

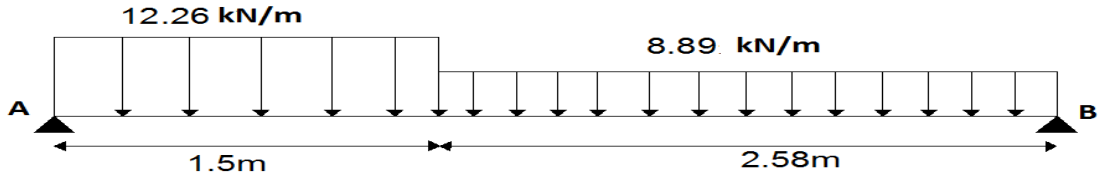
$$A_{st \min \text{ ancre}} = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 0.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4) Vérifications à ELS

4.1) Combinaison de charges :

Le palier $q_s^p = (6.39 + 2.5) = 8.89 \text{ kN/ml}$

La volée : $q_s^v = (9.76 + 2.5) = 12.26 \text{ kN/ml}$



4.2) Calcul des efforts internes :

Résultats des efforts tranchants et des moments :

Tronçons	X(m)	T _Y (kn)	M _Y (kn.m)
0 ≤ x ≤ 1.5	0	22.26	0
	1.5	3.87	19.59
0 ≤ x ≤ 2.58	0	-19.06	0
	2.58	3.87	19.58

Calcul du moment maximal (M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 22.26 - 12.26x = 0 \Rightarrow x = 1.81$$

d'ou $M_{\max} = 20.21 \text{ kN.m}$

Donc :

- Aux appuis : $M_{\max} = -0.3 \times 20.21 = -6.063 \text{ kN.m}$
- En travées : $M_{\max} = 0.85 \times 20.21 = 17.17 \text{ kN.m}$

Diagramme des efforts interne

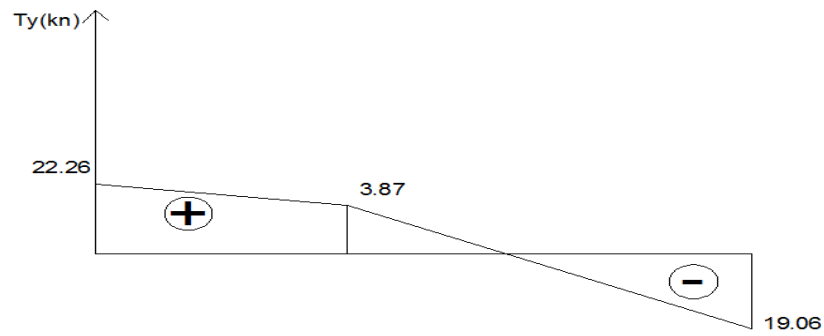


Diagramme des efforts tranchants

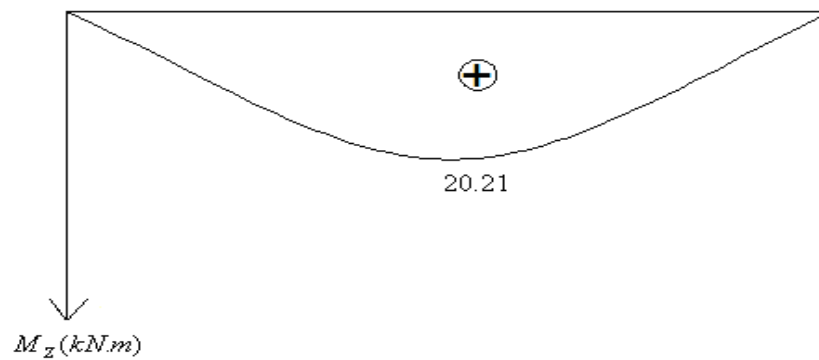


Diagramme des moments fléchissant

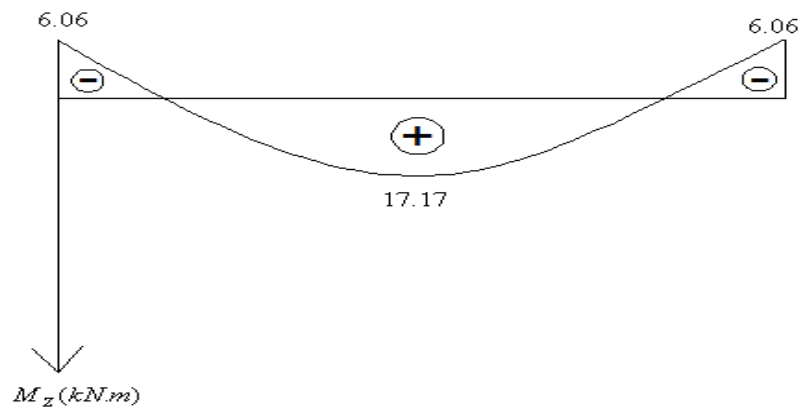


Diagramme corrigé des moments fléchissant

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

- **En travée :** $M_t = 17.17 \text{ kN.m}$ $A = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920$ et $K_1 = 47.50$

Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{17.17 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 230.40 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{230.4}{47.50} = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 230.4 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis** : $M_a = 6.06 \text{ kN.m}$ $A = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho = 0.174 \Rightarrow \beta_1 = 0.932$ et $K_1 = 58.53$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{6.063 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 115.09 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{115.09}{58.53} = 1.956 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.956 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans les aciers

$$\sigma_{sa} = 115.09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

4.4) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérifions la 1^{ère} condition :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{408} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.06$$

La condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

On doit vérifier : $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v \times I_0} \leq \overline{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4080}{500} = 8.16 \text{ mm}$$

$$- q_s^{\max} = \max(q_s^p; q_s^v) = \max(8.89 ; 12.26) = 12.26 \text{ kN/ml}$$

$$- E_v \text{ Module de déformation différée } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

- I_0 Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

- \bar{f} La flèche admissible

- V_1 Position de l'axe neutre

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx' :

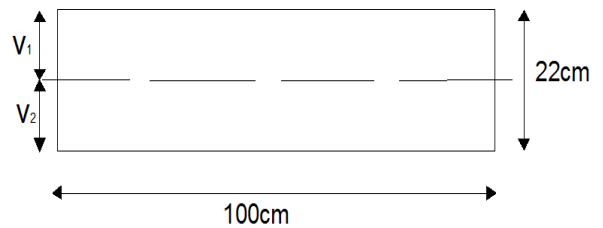
$$S /_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A \times d$$

$$S /_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \Rightarrow V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$



Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (10.26^3 + 9.74^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52(9.74 - 2)^2 = 70863.6 \text{ cm}^4$$

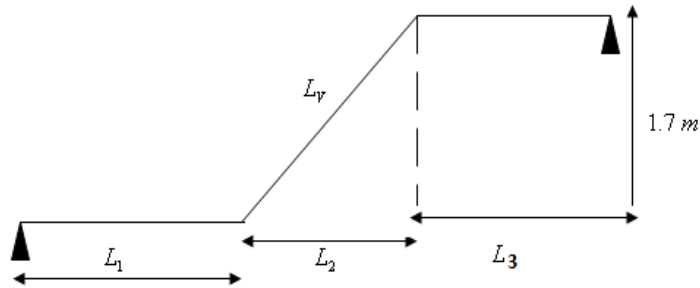
Calcul de flèche et vérification

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v \times I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{12.26 \times 4.08^4 \times 10^7}{10819 \times 70863.6} = 5.76 \text{ mm}$$

$$f = 5.76 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8.16 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

II.3) Etude de la pailleasse 2

On reproduit les mêmes étapes que le paragraphe II.2 du présent chapitre



II.3.1) Dimensionnement de la paillasse

Le dimensionnement se fera comme la 1^{er} paillasse :

$$L = L_1 + L_p + L_3 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3 \quad ; \quad \text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{170}{210} = 0.8 \Rightarrow \alpha = 38.99^\circ$$

$$L = 140 + \frac{210}{\cos 38.99} + 140 = 550 \text{ cm}$$

Donc $\frac{550}{30} \leq e_p \leq \frac{550}{20}$ $18.33 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.5 \text{ cm}$

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep=22cm**

II.3.2) Détermination des charges et surcharges

• **Volée**

$$G_v = G_{marche} + G_{paillasse} + G(\text{revêtement} + \text{enduit})$$

$$\rho \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 + \rho \frac{h}{2} \times 1 + 1.59 = 25 \times \frac{0.22}{\cos 38.99} + 25 \times \frac{0.17}{2} + 1.59 = 10.14 \dots \dots \dots G_v = 10.79 \text{ kN/ml}$$

• **Le palier**

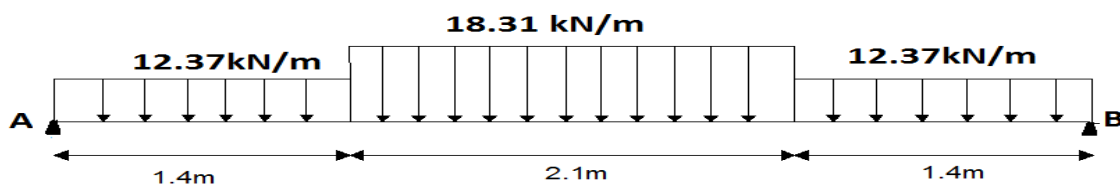
$$G_p = G_{paillasse} + G(\text{revêtement} + \text{enduit})$$

$$G_p = 25 \times 0.2 + 1.39 = 6.39 \dots \dots \dots G_p = 6.39 \text{ kN/ml}$$

II.3.3) Etude à l'ELU

Le palier : $q_u^p = (1.35 \times 6.39 + 1.5 \times 2.5) = 12.37 \text{ kN/ml}$

La volée : $q_u^v = (1.35 \times 10.79 + 1.5 \times 2.5) = 18.31 \text{ kN/ml}$



Réactions d'appuis

$$\sum F /_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (12.37 \times 1.4) \times 2 + (18.31 \times 2.1) = 73.08 \text{ kN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 4.9 - (12.37 \times 1.4) \times 4.2 - (18.31 \times 2.1) \times 2.45 - (12.37 \times 1.4) \times 0.7 = 0$$

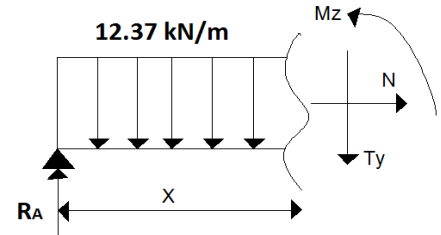
$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 36.54 \text{ kN} \\ R_B = 36.54 \text{ kN} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon : $0 < x < 1.4$:

$$T(x) = 36.54 - 12.37 \times x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 36.54 \text{ kN} \\ x = 1.4 \Rightarrow T = 19.22 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 36.54x - 12.37 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \Rightarrow M = 39.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$

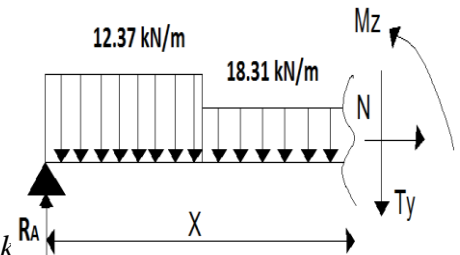


2^{eme} tronçon $1.4 \leq x \leq 3.5$

$$T(x) = 36.54 - 12.37 \times 1.4 - 18.31(x - 1.4) \quad \begin{cases} x = 1.4 \Rightarrow T = 19.22 \text{ kN} \\ x = 3.5 \Rightarrow T = -19.22 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 36.54 \times x - 12.37 \times 1.4 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) - 18.31(x - 1.4) \left(\frac{x - 1.4}{2} \right)$$

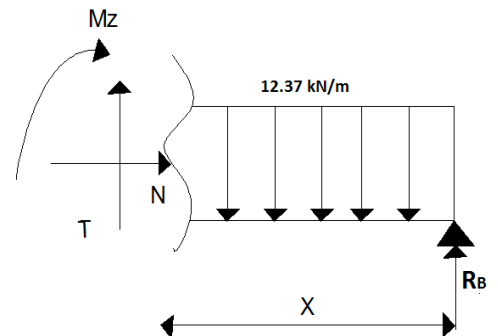
$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1.4 \Rightarrow M = 39.03 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \Rightarrow M = 39.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1.4$

$$T(x) = 12.37x - 36.54 \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = -36.54 \text{ kN} \\ x = 1.4 \Rightarrow T = -19.22 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -12.37 \frac{x^2}{2} + 36.54x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \Rightarrow M = 39.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$



Résultats des efforts tranchants et des moments :

Tronçons	X(m)	T _Y (kN)	M _Y (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.4$	0	36.54	0
	1.4	19.22	39.03

$1.4 \leq x \leq 3.5$	1.4	19.22	39.03
	3.5	-19.22	39.03
$0 \leq x \leq 1.4$	0	-36.54	0
	1.4	-19.22	39.03

Calcul de moment maximal

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

L moment maximal se trouve a mis travée $x = \frac{l}{2} = 2.45 \text{ m}$

D'où : $M_{\max} = 49.12 \text{ kn.m}$

Donc :

- Aux appuis : $M_{\max} = -0.3 \times 49.12 = -14.73 \text{ kN.m}$
- En travées : $M_{\max} = 0.85 \times 49.12 = 41.75 \text{ kN.m}$

Diagramme des efforts internes

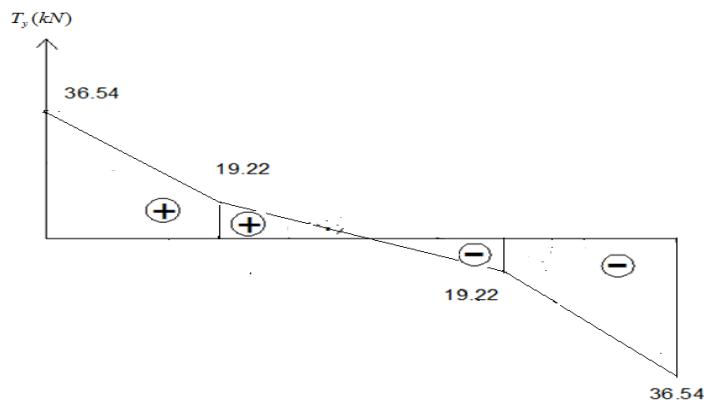


Diagramme effort tranchant

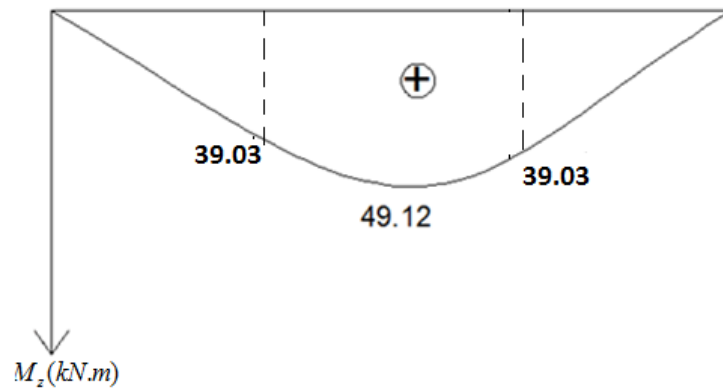


Diagramme moment fléchissant

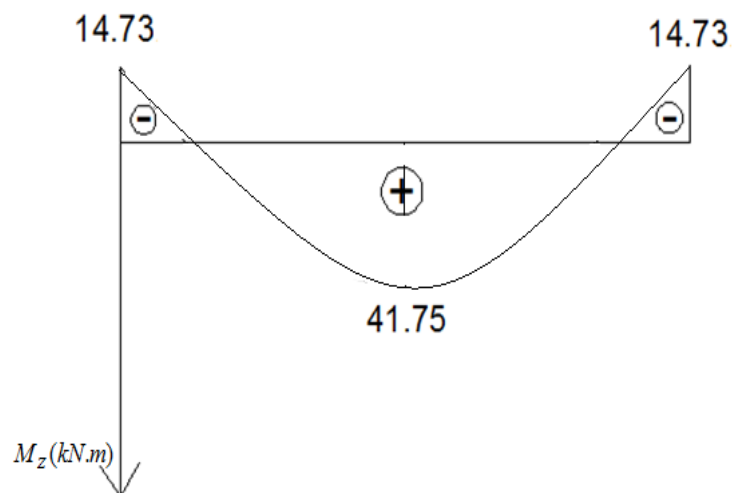


Diagramme corrigé moment fléchissant

II.3.4) Calcul des armatures

1) Ferrailage en travées

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple :

- $b = 1m = 100 \text{ cm}$
- $c' = 2 \text{ cm}$
- $d = e_p - c' = 22 - 2 = 20 \text{ cm}$
- $M'_{\max} = 41.75 \text{ kN.m}$

a) Calcul des armatures fictives

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41.75 \times 10^2}{100 \times 20^2 \times 1.42} = 0.073$$

$\mu_u = 0.073 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ sections simplement armée

De l'abaque des armatures : $\mu_u = 0.073 \Rightarrow \beta = 0.962$

D'où : $A_{st} = \frac{41.75 \times 10^2}{0.962 \times 20 \times 34.8} = 6.23 \text{ cm}^2$

On opte pour: **7HA14=10.77cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10=3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Ferrailage aux appuis

$$M_{\max}^a = 14.73 \text{ kN.m}$$

a) Calcul des armatures fictives

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.73 \times 10^2}{100 \times 20^2 \times 1.42} = 0.025$$

$\mu_b = 0.025 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ sections simplement armée

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987$

D'où : $A_{st} = \frac{14.73 \times 10^2}{0.987 \times 20 \times 34.8} = 2.14 \text{ cm}^2$

On opte pour **4HA10 =3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 =2.01cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

3) Vérifications à ELU

3.1) Espacement des armatures

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

• **Armatures principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } S_t = 15 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \\ \text{En appuis } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\begin{cases} \text{En travée} & S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \\ \text{En appuis} & S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.2) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 20 \times 0.21}{40} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.77 \text{ cm}^2 > 2.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.3) Contrainte de cisaillement :(Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{36.54 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.182 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{36.54 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 307.72} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.5) Encrage des barres : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \text{ on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

Comme l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est : $0.4l_s = 20 \text{ cm}$

Donc : $l_c = 20 \text{ cm}$

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

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 36.54 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 200} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.41 < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.312/BAEL91) :

On doit vérifier
$$A_{st \text{ min ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

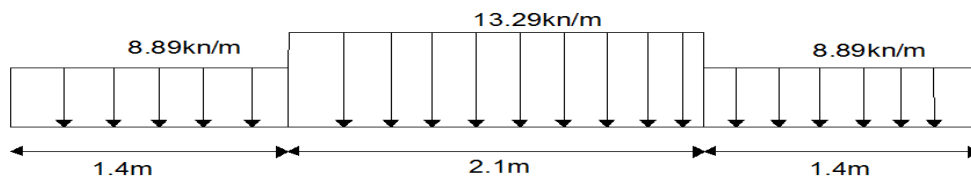
$$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{36.54 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min ancre}} = 10.77 \text{ cm}^2 > \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 1.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4) Vérifications à ELS

Le palier $q_s^p = (6.39 + 2.5) = 8.89 \text{ kN/ml}$

La volée : $q_s^v = (10.79 + 2.5) = 13.29 \text{ kN/ml}$



Résultats des efforts tranchants et des moments :

Tronçons	X(m)	T _Y (KN)	M _Y (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.4	0	26.40	0
	1.4	13.95	28.24
1.4 ≤ x ≤ 3.5	1.4	13.95	28.24
	3.5	-13.95	28.24
0 ≤ x ≤ 1.4	0	-26.40	0
	1.4	-13.95	28.24

• **Calcul de moment maximal**

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

Le moment maximal se trouve a mis travée $x = \frac{l}{2} = 2.45 \text{ m}$

D'où : $M_{\max} = 35.57 \text{ kN.m}$

Donc :

- Aux appuis : $M_{\max} = -0.3 \times 35.57 = -10.67 \text{ kN.m}$
- En travées : $M_{\max} = 0.85 \times 35.57 = 30.23 \text{ kN.m}$

Diagramme des efforts internes :

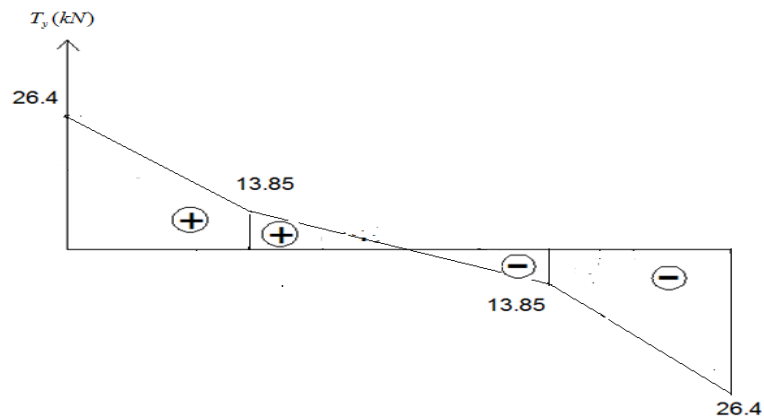


Diagramme effort tranchant

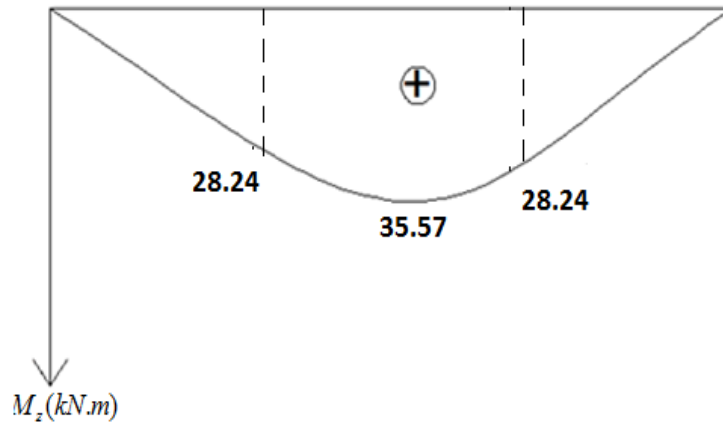


Diagramme moment fléchissant

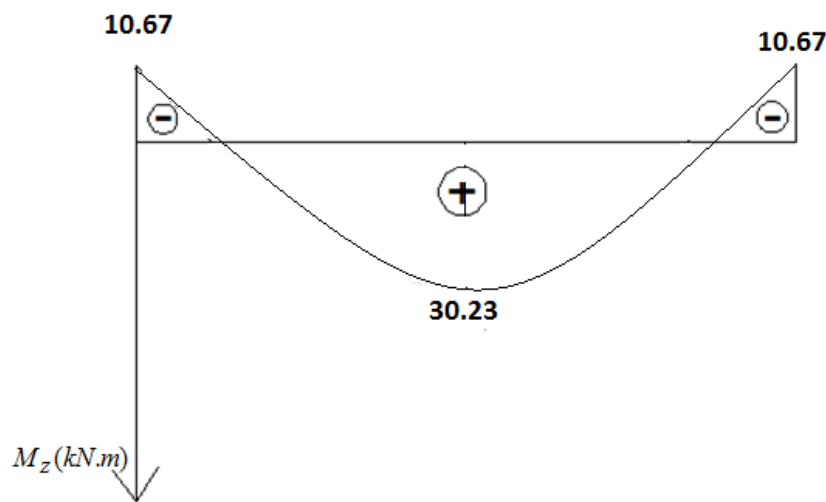


Diagramme corrigé de moment fléchissant

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

1) En travée : $M_t = 30.23 \text{ kN.m}$ $A = 10.77 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 20} = 0.538$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 0.538 \Rightarrow \beta_1 = 0.890$ et $K_1 = 30.45$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{30.23 \times 10^6}{0.890 \times 200 \times 10.77 \times 10^2} = 157.68 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{157.68}{30.45} = 5.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier: $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 157.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2) En appuis : $M_a = 10.67 \text{ kN.m}$ $A = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 20} = 0.157$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho = 0.157 \Rightarrow \beta_1 = 0.935$ et $K_1 = 61.92$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{10.67 \times 10^6}{0.935 \times 200 \times 3.14 \times 10^2} = 181.71 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{181.71}{61.92} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.93 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{sa} = 181.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.3) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérifions la 1^{ère} condition :

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{490} = 0.044 > \frac{1}{16} = 0.06$$

La condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

On doit vérifier $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v \times I_0} \leq \overline{f}$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

$$q_s^{\max} = \max(q_s^p ; q_s^v) = \max(8.89 ; 13.29) = 13.29 \text{ kN/ml}$$

$$E_v \text{ Module de déformation différée } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

I_0 Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

\overline{f} La flèche admissible

v_1 Position de l'axe neutre

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 22 + 15 \times 10.77 = 2361.55 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A \times d$$

$$S /_{xx'} = \frac{100 \times 22^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 20 = 27431 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \Rightarrow V_1 = \frac{27431}{2361.55} = 11.61 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 22 - 11.61 = 10.39 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (11.61^3 + 10.39^3) \frac{100}{3} + 15 \times 10.77 (10.39 - 2)^2 = 100923.79 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v \times I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{13.29 \times 4.90^4 \times 10^7}{10819 \times 100923.79} = 9.13 \text{ mm}$$

$$f = 9.13 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion générale :

Pour des raisons de sécurité, ainsi que pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des paillasse avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la paillasse 2.

D-Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et l'action de la paillasse. Elle est brisée, partiellement encastrée dans les poteaux, sa portée $L=4.9\text{ m}$

I. Pré dimensionnement

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

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

Avec : L : portée maximum entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66\text{ cm} \leq h \leq 49\text{ cm} \dots\dots\dots \text{On opte pour : } \mathbf{h=35\text{ cm}}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm} \dots\dots\dots \text{On opte pour : } \mathbf{b=30\text{ cm}}$$

Vérification des conditions du RPA

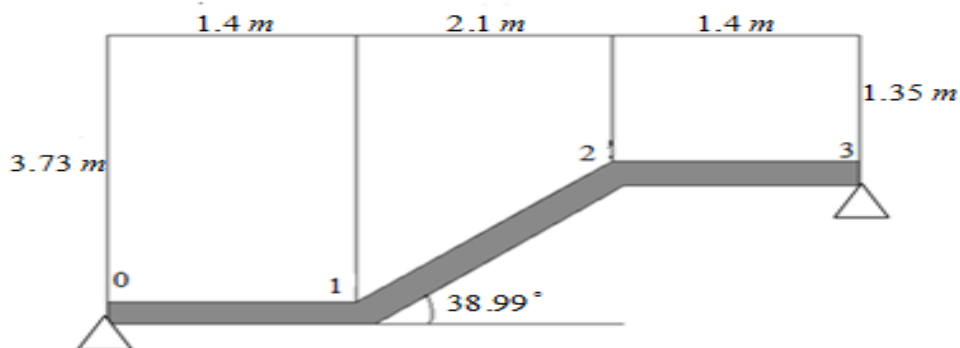
$$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$$

$$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Toutes les conditions sont vérifiées.}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

D onc : poutre palière \Rightarrow (30X35)

II Détermination des Charges et surcharges



La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier et le poids du mur extérieur $G = 2.44\text{ kN/m}^2$.

Poids propre de la poutre :

Segment [0, 1], [2, 3]: $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$

Segment [1, 2]: $25 \times 0.35 \times 0.30 \times \frac{1}{\cos 38.99^\circ} = 3.38 \text{ kN/ml}$

Chargement du aux réactions du palier à L'ELU

-Segment [0, 1], [2, 3] : $R = 36.54 \text{ kN/ml}$.

- Segment [1, 2]: pas de charge

Chargement du aux poids du mur extérieur :

- Segment [1, 2]: on aura un **chargement trapézoïdal**

-Segment [0, 1] : $2.44 \times 3.73 = 9.1 \text{ kN/ml}$; Segment [2, 3]:
 $2.44 \times 1.35 = 3.29 \text{ kN/ml}$

- Segment [0, 1] : $q_u = 1.35(2.625 + 9.1) + 36.54 = 52.36 \text{ kN/ml}$
- Segment [2, 3]: $q_u = 1.35(2.625 + 3.29) + 36.54 = 44.52 \text{ kN/ml}$
- Point 1 et 2 : $q_{u1} = 1.35(3.38 + 9.1) + 0 = 16.84 \text{ kN/ml}$
 $q_{u2} = 1.35(3.38 + 3.29) + 0 = 9 \text{ kN/ml}$

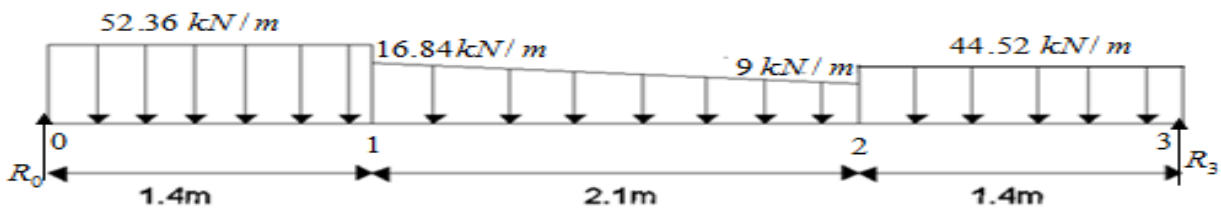
II. Calcul des efforts internes :

Réaction d'appuis

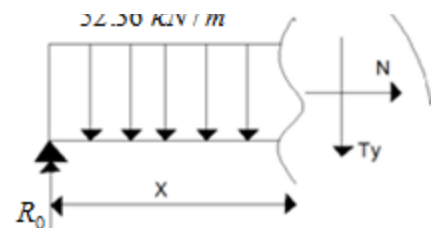
$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_0 + R_3 = 52.36 \times 1.4 + \left(\frac{16.84 - 9}{2} \right) \times 2.1 + 9 \times 2.1 + 44.52 \times 1.4 = 162.7 \text{ kN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Leftrightarrow R_3 \times 4.9 - (44.52 \times 1.4)4.2 - (9 \times 2.1) \times 2.45 - (16.84 - 9) \times 1.05 \times 2.1 - 52.36 \times 0.7 \times 1.4 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_3 = 76.87 \text{ kN} \\ R_0 = 85.89 \text{ kN} \end{cases}$$

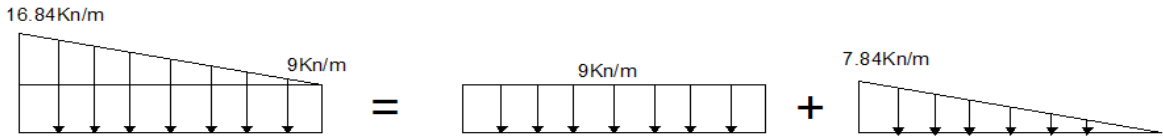


$$T(x) = -52.36 \times x + 85.89 \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 85.89 \text{ kN} \\ x = 1.4 \Rightarrow T = 12.58 \text{ kN} \end{cases}$$



$$M(x) = -52.36 \frac{x^2}{2} + 85.89 \times x \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x=1.4 \Rightarrow M = 68.93 \text{ kN.m} \end{cases}$$

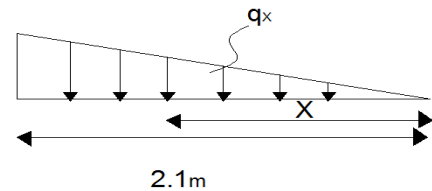
2^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 2.1$



➤ **détermination de la charge q_x en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

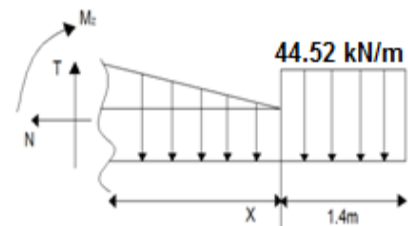
$$\frac{x}{q_x} = \frac{2.1}{7.84} \Rightarrow q_x = 3.73 \times x$$



$$T(x) = -76.87 \times x + 44.52 \times 1.4 + 9 \times x + 3.73 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow T = -14.54 \text{ kN} \\ x=2.1 \Rightarrow T = 12.58 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -76.87 \times (x+1.4) + 44.52 \times 1.4 \left(x + \frac{1.4}{2} \right) + 9 \times \frac{x^2}{2} + \frac{3.73 \times x \times x}{2} \times \frac{x}{3}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 63.98 \text{ kN.m} \\ x=2.1 \Rightarrow M = 68.92 \text{ kN.m} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon : $0 < x < 1.4$:

$$T(x) = -76.87 + 44.52 \times x \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow T = -76.87 \text{ kN} \\ x=1.4 \Rightarrow T = -14.54 \text{ kN} \end{cases}$$

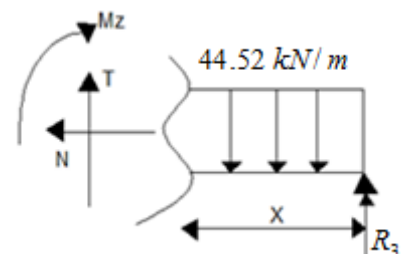
$$M(x) = -76.87 \times x + 44.52 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ kN.m} \\ x=1.4 \Rightarrow M = 63.98 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M(x)$ atteint la valeur maximale pour :

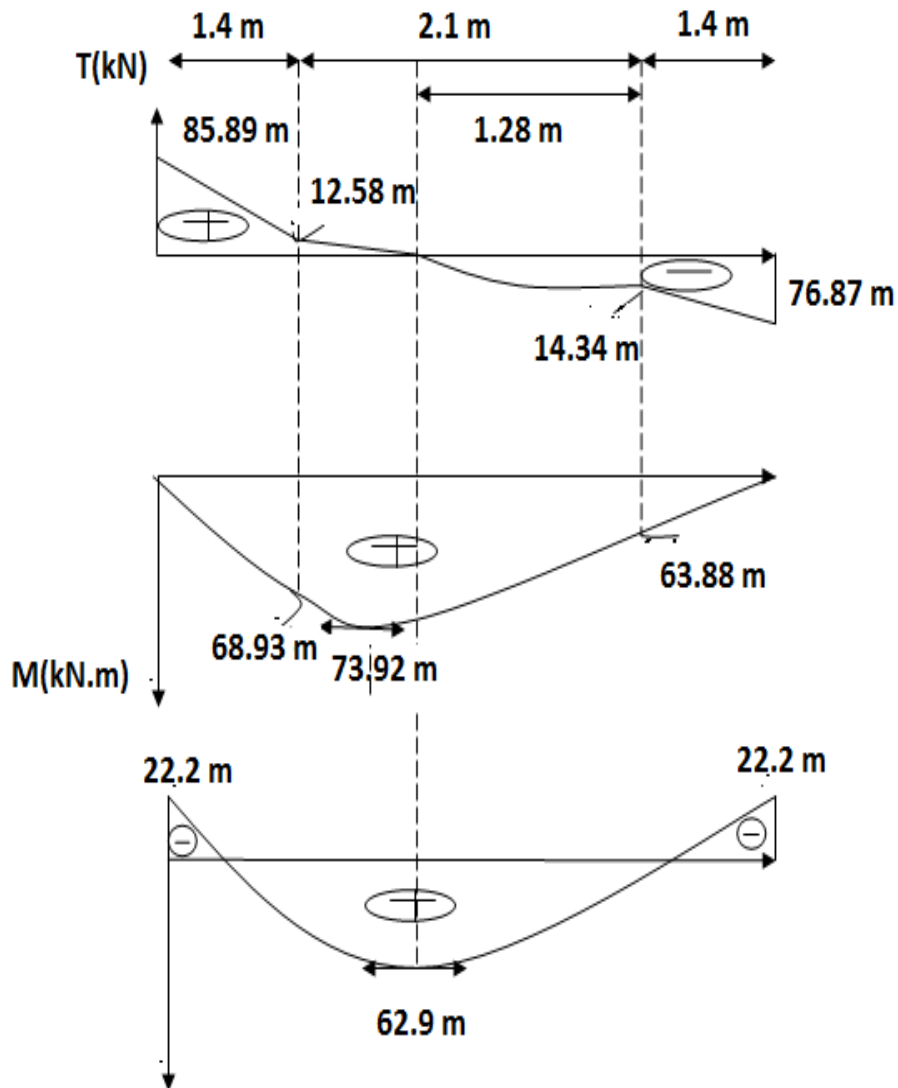
$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow +1.865 \times x^2 + 9 \times x - 14.54 = 0 \Rightarrow x = 1.28 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 73.92 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

- Aux appuis : $M_{\max} = -0.3 \times 73.92 = -22.2 \text{ kN.m}$
- En travées : $M_{\max} = 0.85 \times 73.92 = 62.9 \text{ kN.m}$



➤ Diagramme des efforts interne :



IV. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

❖ En travée :

$$M^t_{\max} = 62.9 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t_{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.9 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1.42} = 0.135$$

$\mu = 0.135 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ sections simplement armée (SSA)

De l'abaque des armatures : $\mu = 0.135 \Rightarrow \beta = 0.927$

$$D'où : A_{st} = \frac{62.9 \times 10^2}{0.927 \times 33 \times 34.8} = 5.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4 HA14 = 6.15 cm²**

❖ **aux appuis :**

$$M_{\max}^a = 22.2 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.2 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1.42} = 0.047$$

$$\mu = 0.047 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{sections simplement armée (SSA)}$$

De l'abaque des armatures : $\mu = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.975$

$$D'où : A_{st} = \frac{22.2 \times 10^2}{0.975 \times 33 \times 34.8} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux**
(Art7.5.2.1/RPA2003)

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.

$$A_{s \text{ totale}} = 3HA12 + 4HA14 = \mathbf{9.54 \text{ cm}^2} > 0.005 \times b \times h = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

V. Vérification à l'ELU :

V.1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 0.21}{40} = 1.19 \text{ cm}^2$$

aux appuis: $3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

en travée: $6.15 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

V.2) Contrainte de cisaillement : (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{85.89 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.867 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec: } \psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{85.89 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226} = 1.28 \text{ MPa} \quad \sum U_i = (3 \times 3.14 \times 12) = 226 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

V.4) Encrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \text{ on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

Comme l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est : $0.4l_s = 20 \text{ cm}$

Donc : $l_c = 20 \text{ cm}$

V.5) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL91) :

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 85.89 \times 10^3}{0.9 \times 300 \times 330} = 1.93 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.93 < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

V.6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.312/BAEL91) :

On doit vérifier
$$A_{st \text{ min ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{85.89 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min ancre}} = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

VI. Calcul des armatures transversales :

❖ Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi \leq \min\left(\frac{350}{35} , 14 , \frac{300}{10}\right) = \min(10 , 14 , 30) = 10 \text{ mm} \text{ Soit } \varphi = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\varphi 8$ avec $A_t=2.01\text{cm}^2$

❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 33 ; 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4\right) = \min(8.75\text{cm} ; 16.8 \text{ cm}) = 8.75$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(29.7 ; 8.75\text{cm}) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(29.7 ; 17.5\text{cm}) = 17.5 \text{ cm}$$

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

❖ Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

❖ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 /

BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$A_{adopte} > \frac{0.4bS_t}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopte} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée

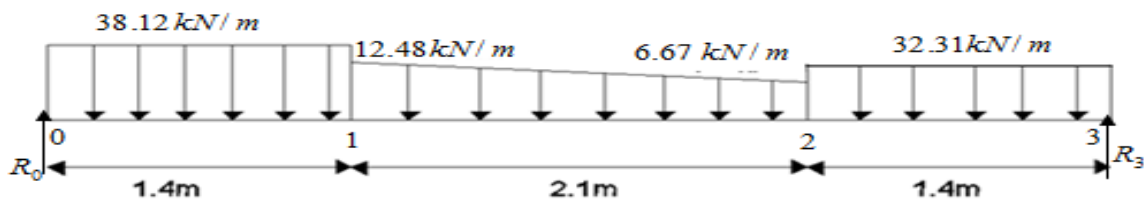
VII. Vérifications à ELS

➤ Segment [0, 1] : $q_u = (2.625 + 9.1) + 36.54 = 38.12 \text{ kN/ml}$

➤ Segment [2, 3]: $q_u = (2.625 + 3.29) + 36.54 = 32.31 \text{ kN/ml}$

➤ Point 1 et 2 : $q_{u1} = 1.35(3.38 + 9.1) + 0 = 12.48 \text{ kN/ml}$

: $q_{u2} = 1.35(3.38 + 3.29) + 0 = 6.67 \text{ kN/ml}$



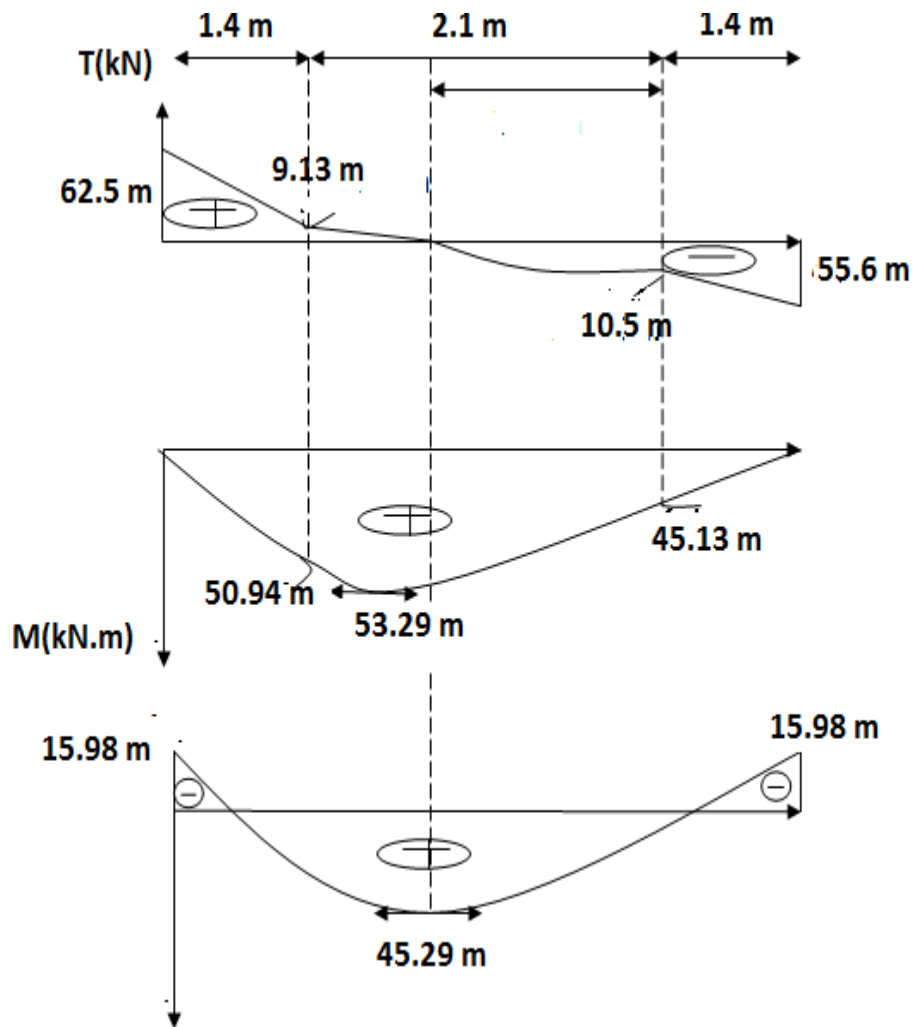
1. Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_0 + R_3 = 38.12 \times 1.4 + \left(\frac{12.48 - 6}{2} \right) \times 2.1 + 6 \times 2.1 + 32.31 \times 1.4 = 118 \text{ kN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Leftrightarrow R_3 \times 4.9 - (32.31 \times 1.4)4.2 - (6 \times 2.1) \times 2.45 - (12.46 - 6) \times 1.05 \times 2.1 - 38.12 \times 0.7 \times 1.4 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_3 = 55.5 \text{ kN} \\ R_0 = 62.5 \text{ kN} \end{cases}$$

2. Diagramme des efforts interne



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

• Contrainte dans le béton

On doit vérifier : $\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

En travée : $M_t = 45.29 \text{ kN.m}$ $A = 6.15 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{30 \times 33} = 0.621$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 0.621 \Rightarrow \beta_1 = 0.883 \text{ et } K_1 = 27.73$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{45.29 \times 10^6}{0.883 \times 330 \times 6.15 \times 10^2} = 255.72 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{255.72}{27.73} = 9.2 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 9.2 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

En appui : $M_a = 15.98 \text{ kN.m}$ $A = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho_1 = 0.342 \Rightarrow \beta_1 = 0.909$ et $K_1 = 39.95$

On doit vérifier: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{15.98 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 157.14 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{175.14}{39.95} = 3.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans les aciers :** On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

En travée :

$$\sigma_s = 255.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_s = 175.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{490} = 0.071 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{490} = 0.071 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{45.29 \times 8}{10 \times 38.22 \times 4.9^2} = 0.03 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.78}{30 \times 33} = 0.0006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

\implies Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

➤ **Armatures longitudinales**

4HA14 en travée et **3HA12** en appuis

➤ **Armatures transversales**

1 cadre et **1** étrier en **HA8**

E) Etude de l'acrotère

I Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse au dimensionnement, et au calcul des éléments de la structure : acrotère, planchers, dalles pleines, escaliers. Ils doivent être calculés et ferrillés séparément sous l'effet des charges qui leur reviennent conformément aux règlements en vigueur.

II Calcule de l'acrotère

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à son poids propre, et à un effort latéral dû à la main courante engendrant un moment maximal dans la section d'encastrement. Le ferrillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.

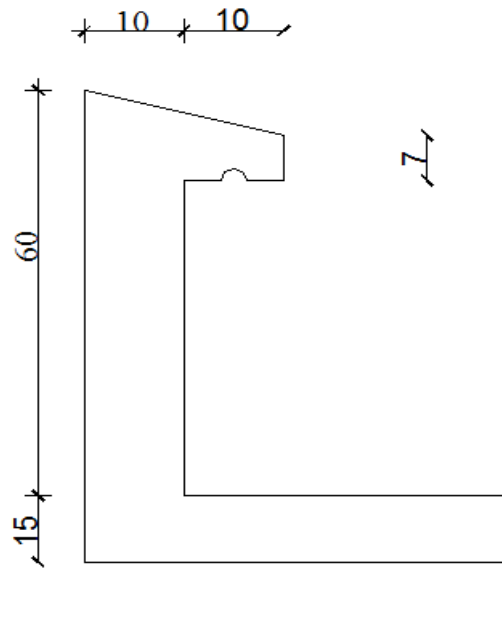


Figure 1: Coupe verticale de l'acrotère.

II.1 Calcul des sollicitations

- **Effort normal dû au poids propre :** $G_{acr} = \rho_{bet} \times S_{acr}$

$$S_{acr} = (0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(\frac{0.2 \times 0.03}{2}\right) = 0.067m^2$$

Donc : $G_{acr} = 0.067 \times 25 = 1.675 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation.....**

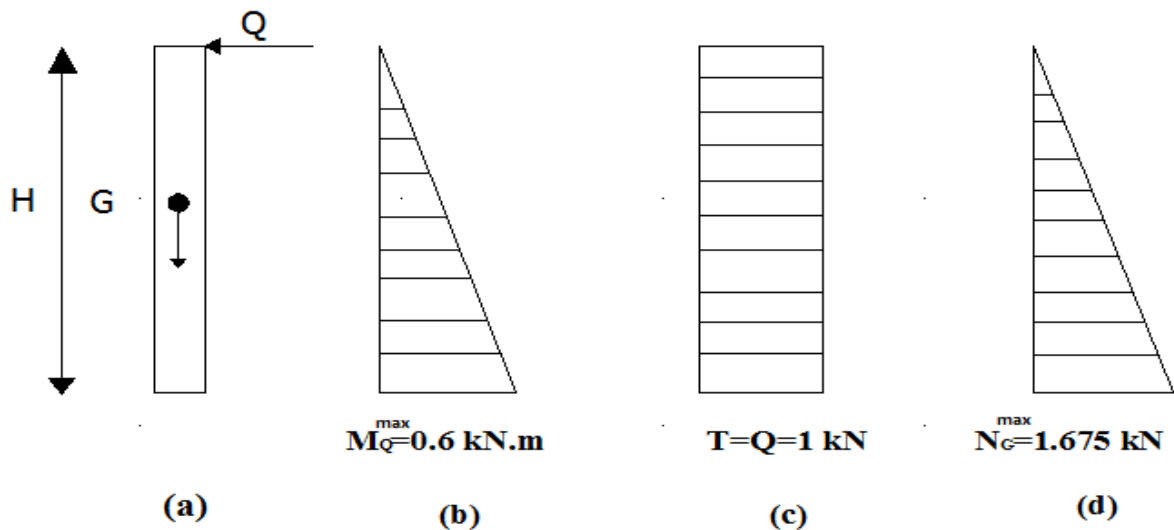
$Q = 1 \text{ kN/m.}$

- **Effort normal dû au poids propre**

$N_G = G \times h.....N_G = 1.675 \text{ kN/m.}$

- **Effort tranchant dû à la surcharge Q :** $T_Q = Q \times 1.....T_Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **Moment de renversement dû à Q :** $M_Q = q \times h \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KN.m.}$
- **Moment de flexion dû à G :** $M_G = 0$



Shéma statique
diagramme d'effort

diagramme des moments

diagramme des efforts

tranchants

normal

1) Etat limite ultime

Effort normal de compression

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 1.675 + 0 = 2.261 \text{ kN}$$

Moment de reversement

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \cdot 1 = 1.5 \text{ kN}$$

2) Etats limite de service

Effort normal de compression

$$N_s = 1G + 1Q = 1.675 + 0 = 1.675 \text{ kN}$$

Moment de reversement

$$M_s = 1M_G + 1M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$V_s = Q = 1 \text{ kN}$$

II-2 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée. On considère une section rectangulaire (bxh) cm² soumise à un effort normal (N) et un moment de renversement (M). Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

- h = 10 cm
- b = 100 cm
- c = c' = 3 cm
- d = h - c' = 10 - 3 = 7 cm
- c et c' la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton
- d : hauteur utile

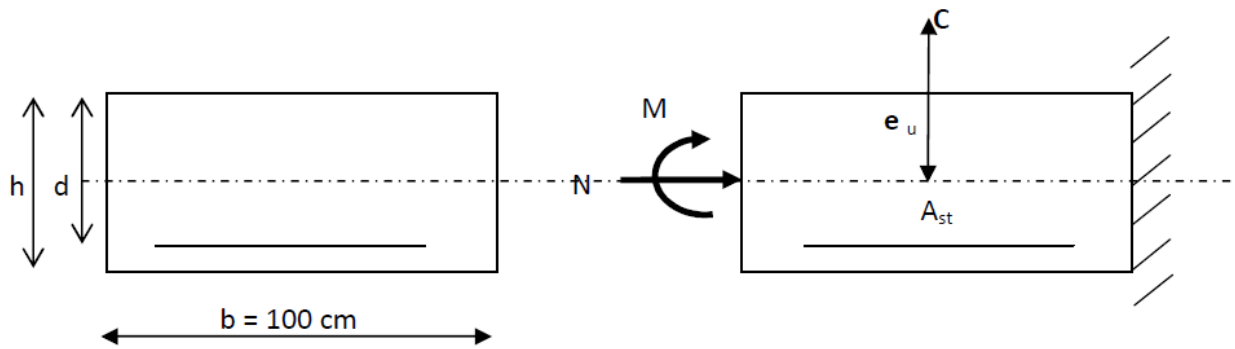


Figure 3 : schéma de calcul de l'acrotère.

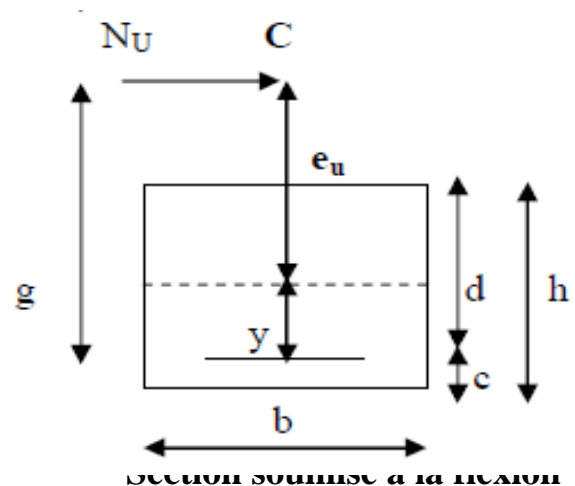
II-2-1 Calcul à l'état limite ultime

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 0.398 \text{ m} \Rightarrow e_u = 39.8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$



composée

Donc le centre de pression « c_p » se trouve en dehors des armatures

$$\begin{cases} N \text{ effort de compression} \\ c_p \text{ en dehors des armature} \end{cases} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

• **Calcul de la section d'armatures en flexion simple**

Étape fictive : $M_f = N_u \times g$

Avec g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c \Rightarrow g = 39.8 + \frac{10}{2} - 3 = 42.8 \text{ cm}$$

D'où : $M_f = 2.261 \times 42.8 = 96.77 \text{ kN.cm}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa} = 1.42 \text{ kN/cm}^2$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{96.77}{100 \times 7^2 \times 1.42} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{sections simplement armée (SSA)}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

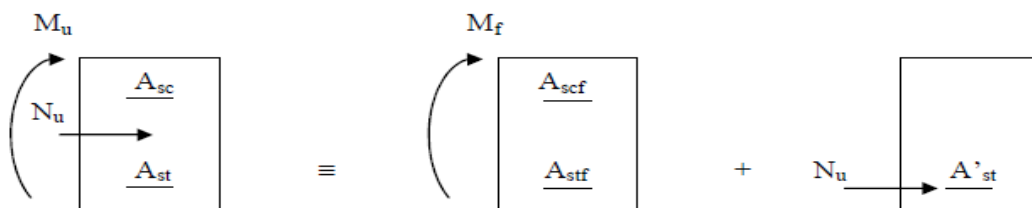
Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.993$$

D'où : $A_{stf} = \frac{96.77}{0.993 \times 7 \times 34.8} = 0.4 \text{ cm}^2$

Étape réelle :



$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \Rightarrow A'_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.4 - \frac{2.261}{34.8} = 0.33 \text{ cm}^2$$

II-2-2 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art. A.4.2,1. modifiée 99)

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 f_{t28} \frac{bd(e_s - 0.455d)}{f_e(e_s - 0.185d)}$$

• Calcul de l'excentricité e_s

$$e_s = \frac{0.6}{1.675} = 0.358 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} = 0.21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = 0.23 \times 0.21 \frac{100 \times 7(35.8 - 0.455 \times 7)}{40 \times (35.8 - 0.185 \times 7)} = 0.798 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$

On optera pour $A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le tableau des sections des barres nous donne **4HA8** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ On optera pour } A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA6** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifié 99 Art. A.5.1.1)

On doit vérifier

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1.3 BAEL91/ modifié 99)

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \end{cases}$$

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

ψ_s Coefficient de scellement = **1.5** (Acier de haute adhérence).

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \overline{\tau}_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.48 \text{ MPa} \\ \overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4) Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{si}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm}$$

On optera pour : **l_s=30**

II-2-3 Vérification à l'ELS

1) Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme **préjudiciable**, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL91})$$

$\eta = 1.6$ Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{266.6, 201.63\} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\text{On a } \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.916$ et $K_1 = 44.52$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.916 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.55 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Contrainte dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.55}{44.52} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$V_u \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 70}{1.5} \times 10^{-3} = 420 \text{ kN}$$

On a $V_u = 1.5 \text{ kN} \leq 420 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée

II-3 Vérification de l'acrotère au séisme

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. La force agissante sur l'acrotère selon (RPA 99 version 2003/ Art .6.2.3) est calculée comme suit :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontal variant entre (0.3 à 0.8).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone: IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \quad C_p = 0.8 \text{ d'après le RPA}$$

$$W_p = 1.675 \text{ kN} \quad , F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = 0.804 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Conclusion

Pour l'action sismique, on adopte le même ferrailage précédent calculé en double (supérieur inférieur)

- **Armatures principales:** de $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.
- **Armatures de répartition :** de $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

Chapitre IV



**Présentation
ETABS**

I Introduction

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel **ETABS** (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) Version 9.7.

II Description du logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Le logiciel ETABS est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure et le calcul des éléments.

III Etapes de modélisation

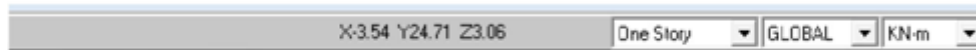
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- 4-Spécification des conditions aux limites
- 5-Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- 6-Affectation des charges revenant aux éléments.
- 7-Introduction des combinaisons d'actions.
- 8-Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- 9-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

1.Introduction de la géométrie du modèle

- a) **Choix des unités** : après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve l'anglet droit inferieur on

sélectionne **kN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

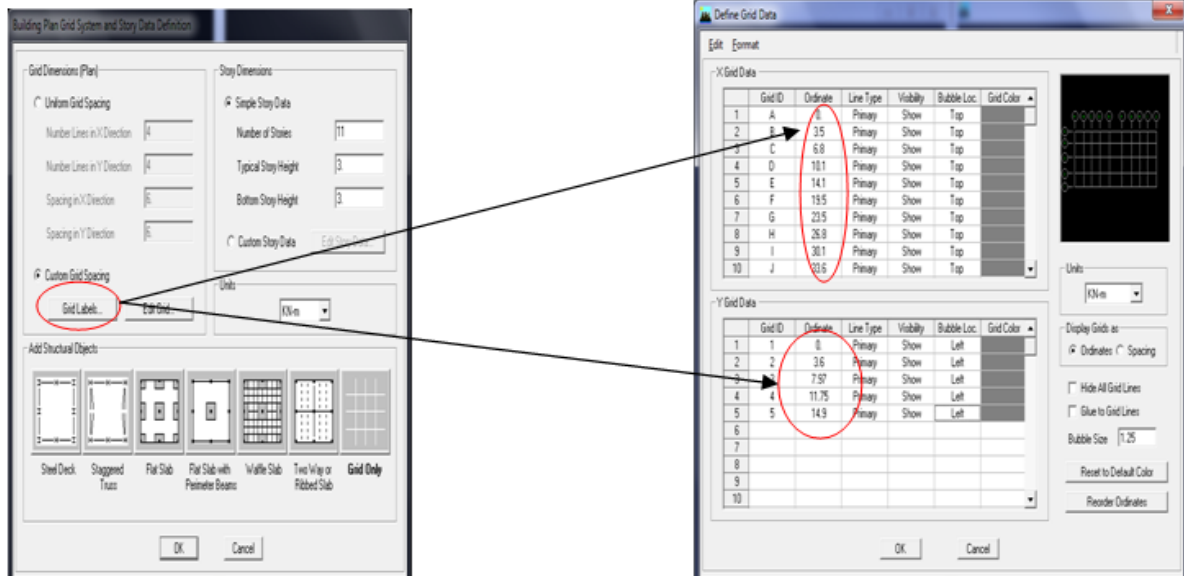


b) Géométrie de base : dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

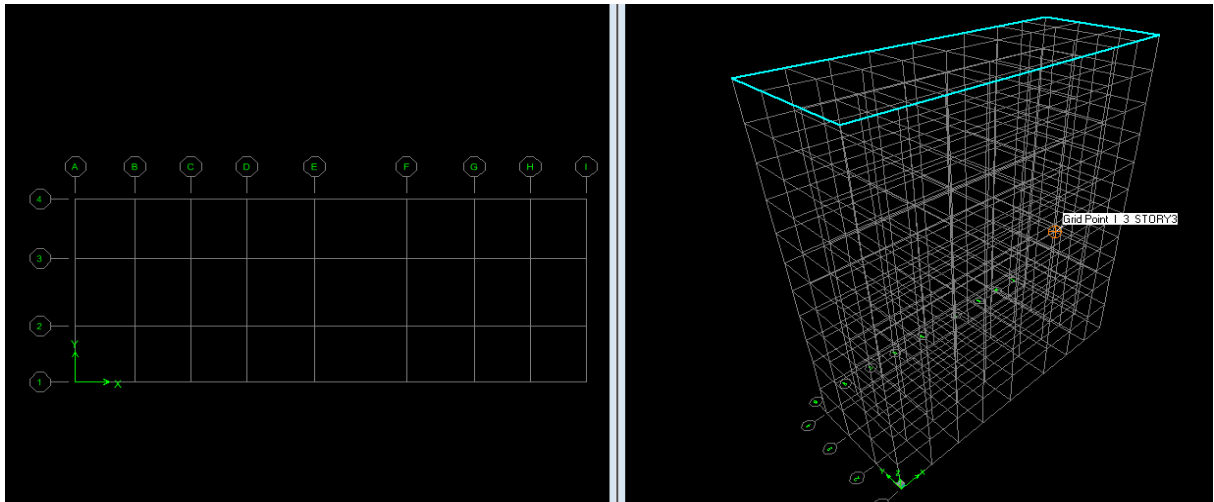
File → New model → No → Custom grid spacing → Edit grid

Cette opération permet d'introduire:

- Le nombre de ligne dans la direction X
- Le nombre de ligne dans la direction Y
- Le nombre de travée dans le sens Y
- Hauteur d'étage
- Longueur de travée dans le sens X
- Longueur de travées dans le sens Y
- Le nombre d'étage
- la hauteur d'étage courant
- la hauteur d'étage RDC



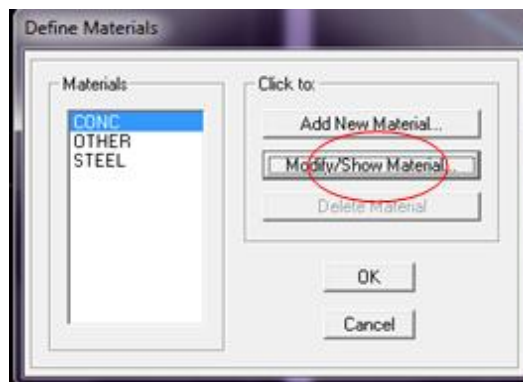
-Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.



2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux, l'acier et le béton. On clique sur :

Define → Material properties → Conc → Modify /Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :

- **Le béton (concretes)**

-Masse per unit volume (masse volumique béton): **2.5 kN/m³**

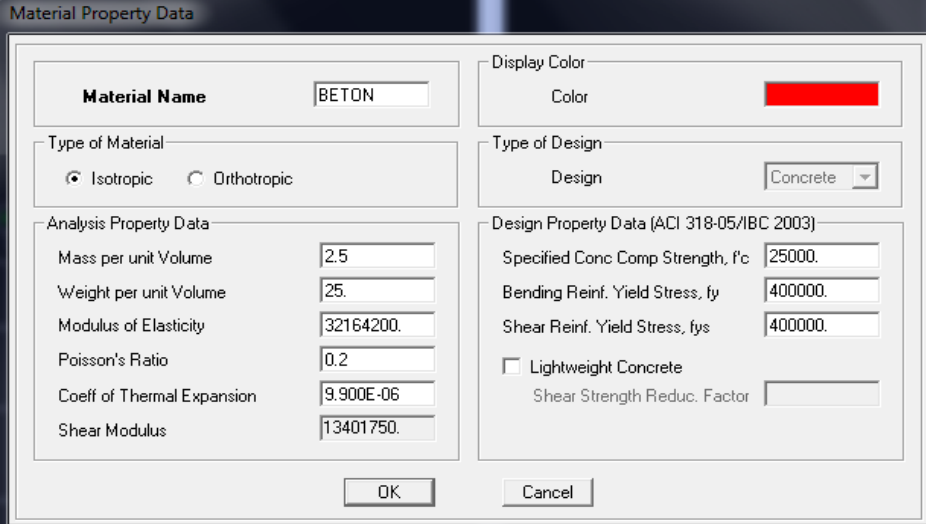
-Weight per unit volume (Poids volumique béton) : **25 kN/m³**

-Modulus of Elasticity (Module de Young) : **32164200 kN/m²**

-Specified concrete comp strenght (contrainte maximal du béton à la compression) : **25000 kN/m²**

-Bending Reinf,Yield Stress (contrainte maximal des aciers longitudinaux) : **400000 kN/m²**

-Shear Reinf,Tield Stress (contrainte maximal des aciers transversaux) : **400000 kN/m²**



The dialog box 'Material Property Data' is used to define material properties. It includes the following fields and options:

- Material Name:** BETON
- Display Color:** Color (Red)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: []

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments.

On commence d'abord par affecter les sections des poutres principales et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular



The 'Frame Properties' dialog box is used to define the geometry of a section. It includes the following fields and options:

- Properties:** Type in property to find: []
- Choose Property Type for Add:** Import I/Wide Flange, Add Rectangular
- Click to:** Add New Property..., Modify/Show Property..., Delete Property
- OK** and **Cancel** buttons.

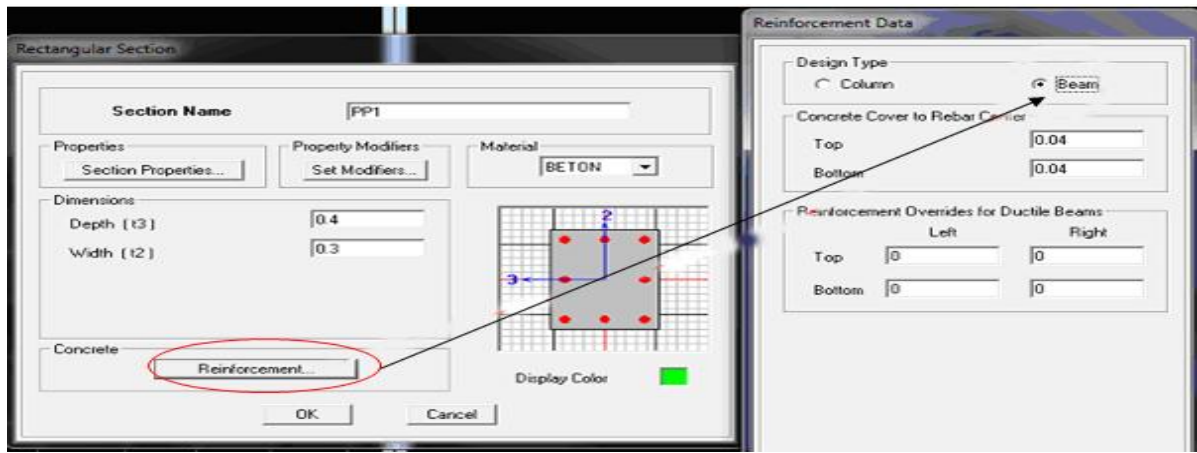
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section

-**Section Name** (nom de la section) : **PP** (poutre principale)

-**Material** (matériau défini) : **Concrete** (béton).

-**Depth** (hauteur de la poutre) : **0.4**

-**Width** (largueur de la poutre) : **0.3**



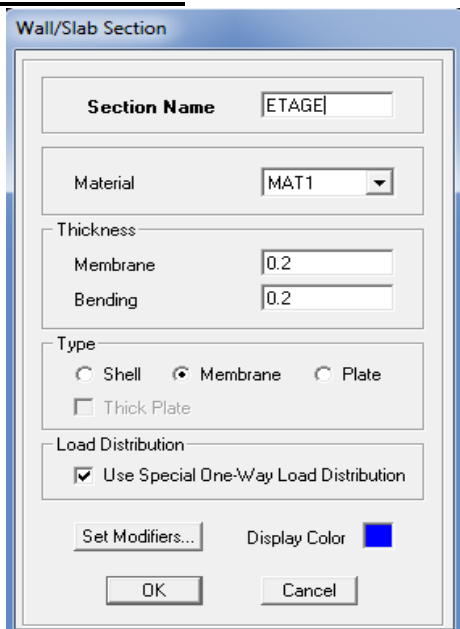
- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments, en affectent column pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques, on choisit le menu :

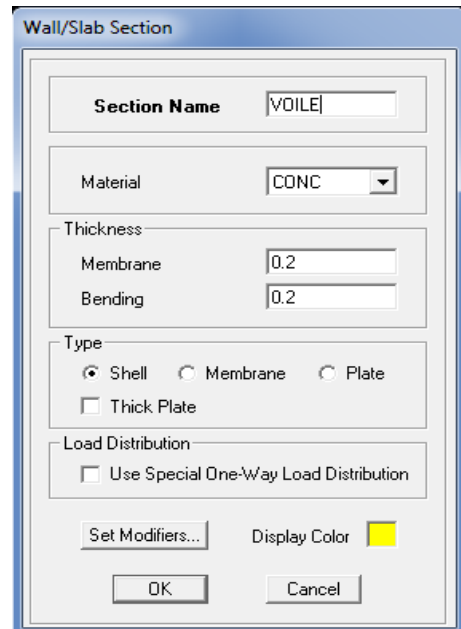
Define → **Area Sections** → **Add New Section**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on défini leurs propriétés

Plancher
contreventement







Voile de

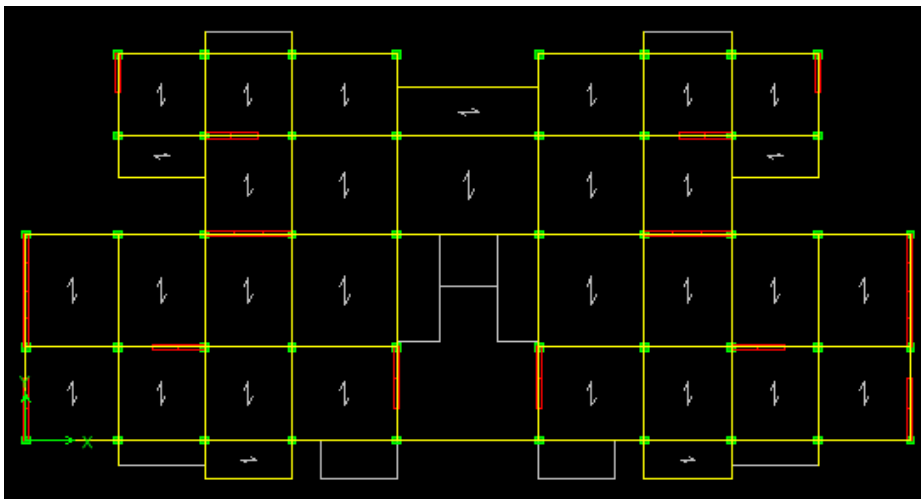


❖ **Dessin des élément de la structure :**

Pour affecter les section précédente aux différents éléments on va suivre les étapes suivantes :

- sélectionner les éléments de meme section en cliquant dessus avec la souris
- Dans la barre d'outil on clique sur  , on aura une boite de dialogue qui est celle de **define frame section** , on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec OK .On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'oussature
- pour rajouter les voile on clique sur  sur  pour définir sa longueur « L » et on active Puis on dessine
- Pour affecter shelle section au voile , en le sélectionne et on clique sur  puis on choisit la section correspondante dans la liste de **define shell sections**

La structure obtenue est :



4.Spécification des conditions aux limites

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes..ect) pour la structure modélisée.

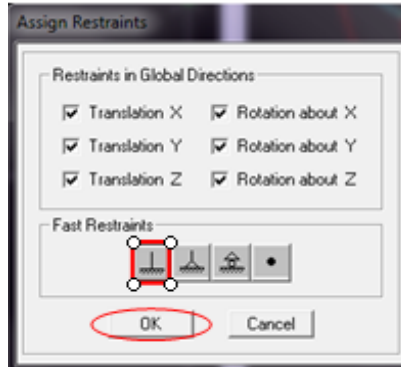
a) Appuis

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations. Pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC**

puis on clique sur :



Assign → Joint → Restraints

b) Masse source (masse revenant à chaque plancher)

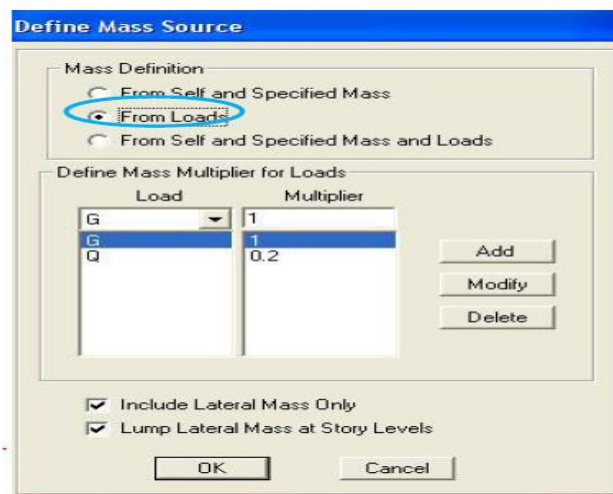
La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse, elle est égale à :

$$M_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitations.
- β : Coefficient de pondération selon la nature de la structure

❖ L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

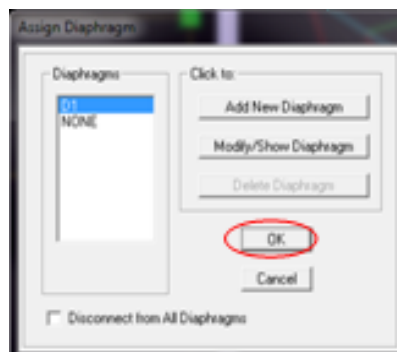
Define → mass source → from loads

c) 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** → **Constraints** → **Diaphragme** → **Add New Constraints.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Constraint Name** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

5. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

a) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

- Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

**Remarque :**

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G**.

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

**b) 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 maximal d'accélération (S_a/g) 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** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : **2** (RPA99/Version_2003)
- **R** : Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau

(4.3_RPA99/Version_2003)

R= 4

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

- Site : S3
- Q : Facteur de qualité donné par la formule du RPA99/Version_2003.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non

- **Régularité en plan** :

Le bâtiment doit présenter une forme symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Cette condition est vérifiée $\Rightarrow P_q = 0$

- **Régularité en élévation** :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne peut être transmise directement aux fondations. Cette condition est vérifiée.

- De la base au sommet du bâtiment. La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque.

La variation de la masse est progressive. Cette condition est vérifiée.

- Décochement en élévation : $\mathbf{B'/B > 0.67}$ Cette condition n'est pas vérifiée
 $\Rightarrow P_q = 0.05$

- **Conditions minimales sur les files de contreventement** :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5. Cette condition est vérifiée.

- chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Cette condition n'est pas vérifiée
 $\Rightarrow P_q = 0.05$

- **Redondance en plan** :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5. Cette condition est vérifiée

$$\Rightarrow P_q = 0$$

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier** :

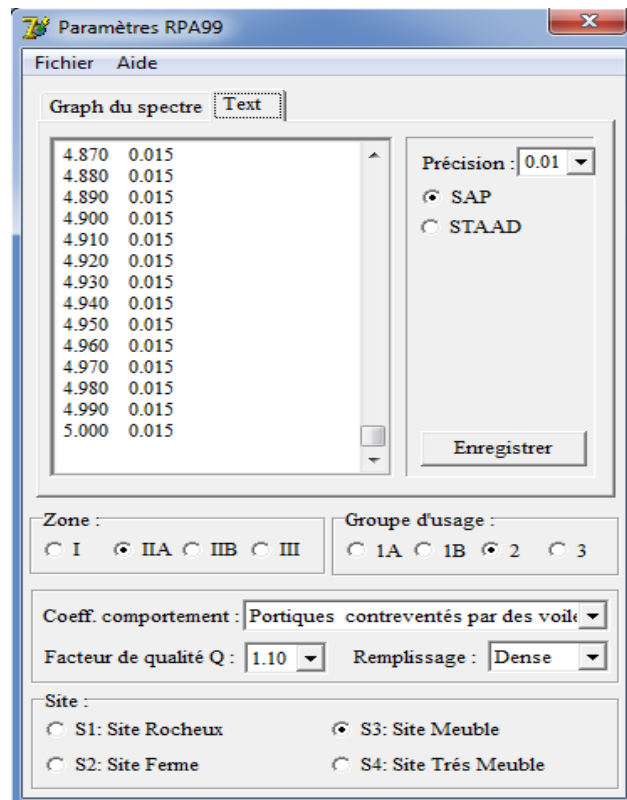
Ces deux critères sont observés en zone IIa, IIb et III. Notre zone d'implantation est classée zone IIa donc la condition est vérifiée.

$$\Rightarrow P_q = 0$$

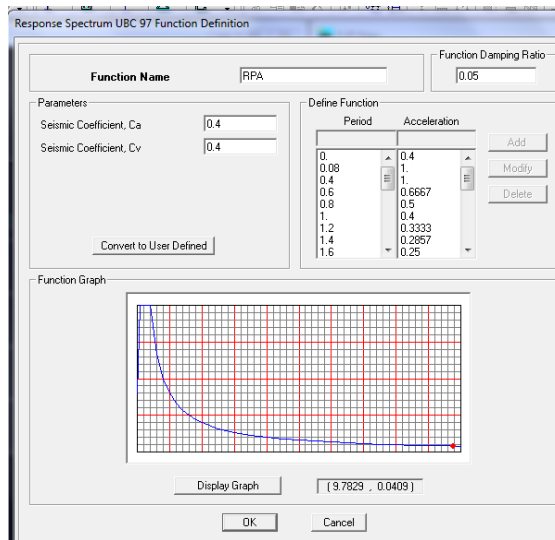
- **Récapitulatif :**

Suite à l'évaluation de toutes les éventuelles pénalités à prendre en compte dans le calcul du facteur de qualité Q, celui-ci prend ainsi la valeur la plus pénalisante de **1,10**

On ouvre le logiciel RPA, après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define → **Response Spectrum** → **function Spectrum from file**



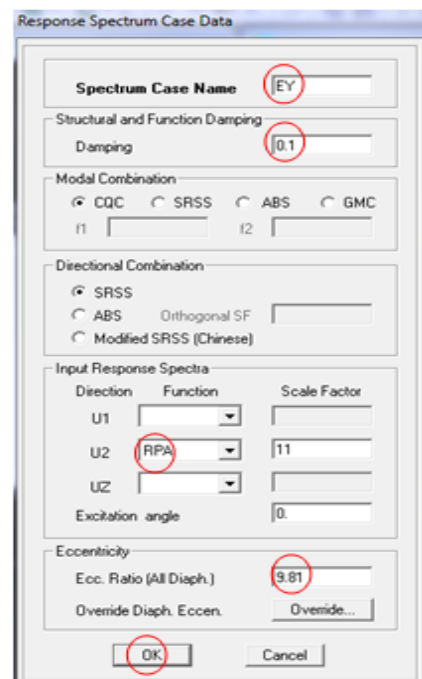
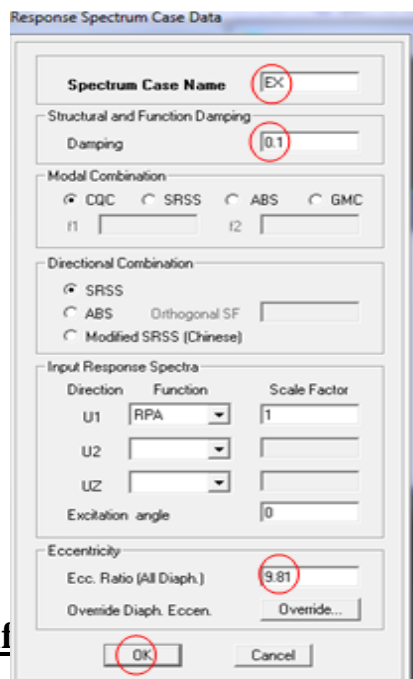
Function Name (nom du spectre): **RPA**, on clique sur **OK** pour valider.

- **Séisme**

Une fois que le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

On introduit le sens du séisme dans les deux directions Ex et Ey



6.A1

- **Chargement linéaire :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient liquant sur :

Assign → **Frame** → **Loads Distri**

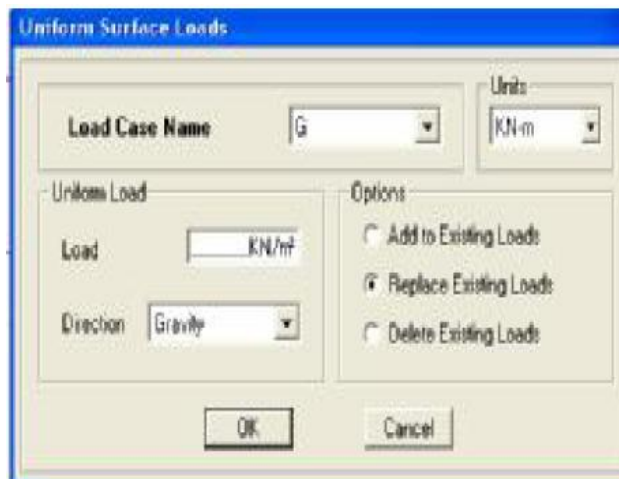




• **Chargement surfacique**

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Areas Loads** → **uniform**



7.Introduction des combinaisons d'actions :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

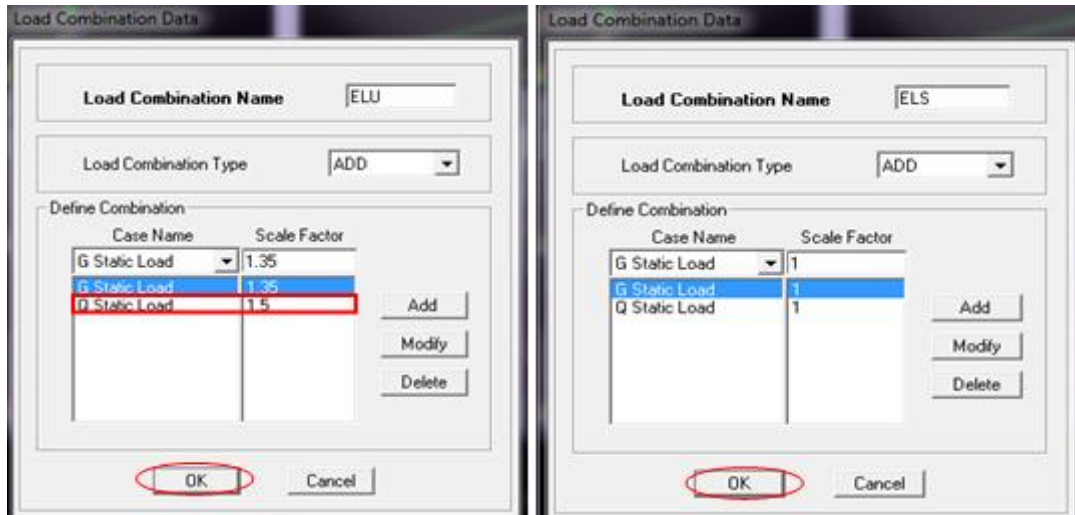
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

8. Définition des nœuds maitres et inertie d'étages

Le nœud maître représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position le logiciel ETABS le fait automatiquement, le logiciel détermine aussi les inerties I_x et I_y .

9. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

- Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis** (F5).

- Visualisation des résultats

- déformée de la structure : on appuis sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'action
- diagramme des efforts interne : pour avoir le diagramme des efforts interne, 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**

Dans **Element Output** 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.

- **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 **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** 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 « **E** ».

- **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 **S et 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Chapitre V



Vérification RPA

I Introduction

L’RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base de la structure V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages soient acceptables.

II Vérification de la période

Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **4.6 du RPA2003**

Pour le cas de notre étude $C_T=0.05$, $h_n = 35.7 m$

- **Tableaux des périodes (calculées avec le logiciel)**

	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6	M 7	M 8	M 9	M 10	M 11
P (s)	0.983	0.868	0.635	0.285	0.227	0.192	0.187	0.182	0.161	0.129	0.099

Avec :

P : la période en seconde

M : mode

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 1.3 C_T h_n^{3/4} = 1.3 \times 0.05 \times 35.7^{3/4} = 0.949 s$$

- **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).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6	M 7	M 8	M 9	M 10	M 11
X	71.3	71.3	71.3	86.49	86.49	86.49	86.97	86.98	86.98	92.76	92.76
Y	0	69.29	69.29	69.29	85.56	85.56	87.36	87.36	87.36	87.36	93.17

La somme des masses modales dans le 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée. Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant X avec une mobilisation de masse de 71.3 % et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 69.29%.

III Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Nous rappelons que pour notre bâtiment :

A = 0.15 (tiré de tableaux 4.1 de RPA 99 version 2003)

R = 4 (portique contreventé par des voiles).

Q = 1.1 (facteur de qualité)

D : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Dans notre cas : $0.3s < T = 0.9835 < 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \left[\frac{7}{(2 + \xi)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages

Le système est constitué de portique ($\xi = 10\%$) et de voiles ($\xi = 7\%$)

$$\Rightarrow \xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

$$\eta = \left[\frac{7}{(2+8.5)} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.81 \geq 0.7$$

Avec :

- Site meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 s$ (T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site (tableau4.7_RPA99/Version_2003))

Donc : $D = 2.5 \times 0.81 \left[\frac{0.5}{0.949} \right]^{\frac{2}{3}} = 1.31$

- $W = W_G + \beta W_Q$;

$\beta = 0.2$ (batiment d'habitation).

$$\left. \begin{array}{l} W_G = 45363.7 \text{ kN} \\ W_Q = 8182.7 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{obtenu a partir de logiciel ETAPS.}$$

- $W = W_G + 0.2 W_Q = 45363.7 + 0.2 \times 8182.7 = 47000.24 \text{ kN}$

On a : $V = \frac{0.15 \times 1.31 \times 1.1}{4} \times 47000.24 = 2539.77 \text{ kN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = V_y = 2539.77 \text{ kN} \\ V_{x\text{ dyn}} = 2543.5 > 80\% V_x = 2031.81 \text{ kN} \\ V_{y\text{ dyn}} = 2695.4 > 80\% V_x = 2031.81 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

V Justification du système de contreventement

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.7

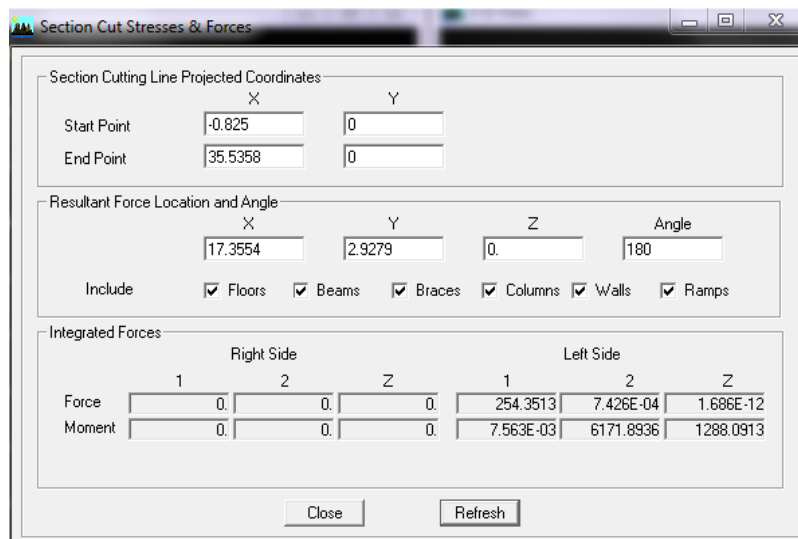


Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de E_x

On a : 2543.51 kN → 100%

Donc : **Effort repris par les voiles : 2155.45 KN (84.74%)**

Effort repris par les portiques : 389.5 KN (15.31%)

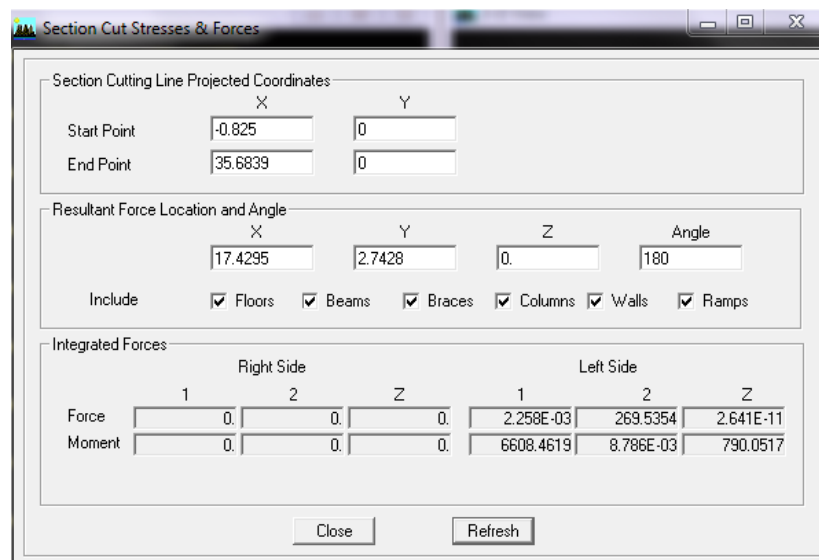


Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de E_y .

On a : 2695.35 kN → 100%

Donc : **Effort repris par les voiles : 2474.3KN (91.79%)**

Effort repris par les portiques : 221.55 KN (8.21%)

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée principalement par les voiles

IV Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : **(Art 7.4.3.1 RPA99/version 2003)**

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 :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré à l'aide du logiciel sous la combinaison accidentelle

B_c : L'aire de la section de béton (section brute).

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

On a :
$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1539}{0.45 \times 0.45 \times 25} \times 10^{-3} = 0.3 \leq 0.3$$

1) **Les déplacements**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (H).

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Donné par le RPA formule (4.-19)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Etage	R	$\delta_{ekX} (m)$	$\delta_k (m)$	Δ_x	$\delta_{ekY} (m)$	$\delta_k (m)$	Δ_y	$H_{\text{etage}}(m)$	1% H(m)	condition
11	4	0.025	0.1	0.0084	0.0215	0.086	0.0084	3.06	0.0306	vérifiée
10	4	0.0229	0.0916	0.0092	0.0194	0.0776	0.0084	3.06	0.0306	vérifiée
9	4	0.0206	0.0824	0.0092	0.0173	0.0692	0.0088	3.06	0.0306	vérifiée
8	4	0.0183	0.0732	0.01	0.0151	0.0604	0.0092	3.06	0.0306	vérifiée
7	4	0.0158	0.0632	0.0104	0.0128	0.0512	0.0092	3.06	0.0306	vérifiée
6	4	0.0132	0.0528	0.0108	0.0105	0.042	0.0088	3.06	0.0306	vérifiée
5	4	0.0105	0.042	0.01	0.0083	0.0332	0.0084	3.06	0.0306	vérifiée
4	4	0.008	0.032	0.0096	0.0062	0.0248	0.008	3.06	0.0306	vérifiée
3	4	0.0056	0.0224	0.0088	0.0042	0.0168	0.0068	3.06	0.0306	vérifiée
2	4	0.0034	0.0136	0.0096	0.0025	0.01	0.0068	4.08	0.0408	vérifiée
1	4	0.001	0.004	0.004	0.0008	0.0032	0.0032	4.08	0.0408	vérifiée

- Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers.

2) Justification vis-à-vis de l'effet P-D (art 5.9 RPA99/version 2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_K \times h_k} \leq 0.1$$

p_k : poids de chaque étage.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau K .

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau $(K - 1)$.

Niveaux	P_K	Sens X-X				Sens Y-Y			
		Δ_K (cm)	V_K	$V_K \times H_K$	θ_x	Δ_K (cm)	V_K	$V_K \times H_K$	θ_K
11	3771.14	0.0084	523.9	1603.13	0.019	0.0084	584.4	1788.3	0.013
10	7726.73	0.0092	937.4	2868.45	0.024	0.0084	993.4	3039.8	0.016
9	11682.32	0.0092	1213.2	3712.39	0.028	0.0088	1329.4	4067.9	0.025
8	15684.9	0.01	1488.9	4556.03	0.034	0.0092	1585.1	4850.4	0.029
7	19745.79	0.0104	1702.6	5209.95	0.039	0.0092	1826.2	5588.2	0.032
6	23806.68	0.0108	1909.3	5842.45	0.044	0.0088	2052.6	6280.9	0.033
5	27923.53	0.01	2095.5	6412.23	0.043	0.0084	2227.9	6817.4	0.034
4	32107.67	0.0096	2247.1	6876.12	0.044	0.008	2381.3	7286.8	0.035
3	36291.81	0.0088	2364.3	7234.75	0.044	0.0068	2505.5	7666.83	0.032
2	41223	0.0096	2481.5	10124.5	0.039	0.0068	2644.3	10788.7	0.034
1	46512.8	0.004	2536.6	10349.3	0.018	0.0032	2688.1	10967.4	0.01

Les effets de second ordre peuvent être négligé car $\theta_x \leq 0.1$

Conclusion :

Toutes Les exigences recommandés par le RPA sont vérifiées, on passe à l'extraction des efforts interne avec lesquels nous allons ferraillez les éléments structuraux.

Chapitre VI



**Ferrailage des
éléments**

A) Ferrailage des poteaux

I Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

situation	γ_s	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$Fe (MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
accidentelle	1.15	1		18.48		400

Tableau 1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

ELU : Situation durable : 1.35G + 1.5Q (BAEL.91_modif.99):

Situation accidentelle (art.5.2) G + Q ± E et 0.8 G ± E (RPA.99_modif.2003)

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression (ou de traction) et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Conventions :

N > 0 : Compression

N < 0 : traction

II Recommandations du « RPA.99 modif 2003 » Art 7.4.2.1

1) Armature longitudinale

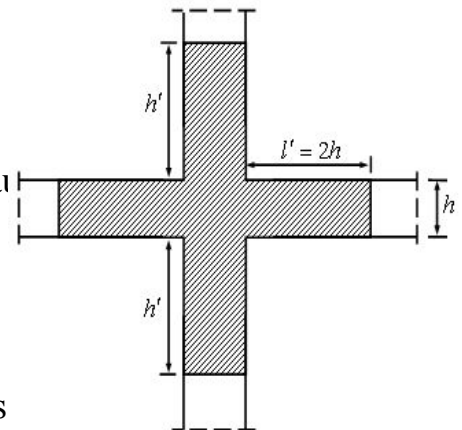
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal d'armatures est de 0.8% de la section du poteau en zone IIa.
- Le pourcentage maximal est de 4% de la section du poteau en zone courante et de 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.

Section des Poteaux (cm ²)	pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	pourcentage maximal (cm ²)	
		zone de recouvrement $A_{\min} = 6\% \times b \times h$	zone courante $A_{\min} = 4\% \times b \times h$
(45x45)	16.2	121.5	81
(40x40)	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	49
(30x30)	7.2	54	36

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II a)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 [cm] en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites de préférence à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \quad l' = 2h$$

b_1, h_1 : Les dimensions de la section transversale du poteau
 h_e : La hauteur du poteau.



2) Armature transversale

-L'espacement des armatures transversales des poteaux s la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ : Coefficient correcteur (Rupture prise en compte).

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique du poteaux $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique du poteaux $\lambda_g < 5$.

$S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$ En zone nodal

$$S'_t \leq 15\phi_t^{\min} \quad \text{En zone courante}$$

Avec : ϕ_t^{\min} diamètre minimal des armatures longitudinales.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 5$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Par interpolation

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\phi > 12 \text{ mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\min}$

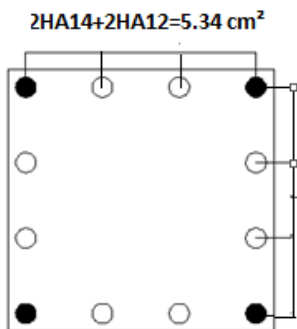
III Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel «SOCOTEC » Les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

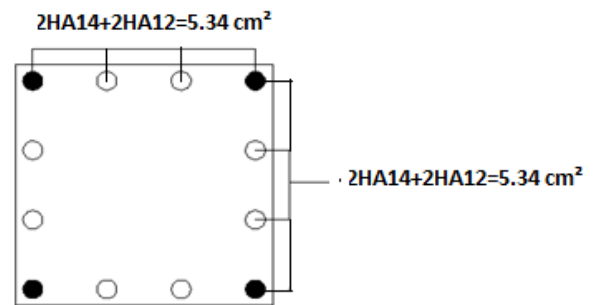
Section des Poteaux (cm^2)	Moment (kN.m)	Effort (kN)	Obs	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)
(45x45)	$M_{\max} = 75.48$	$N_{corr} = 205.6$	SPC	0	3.36
(40x40)	$M_{\max} = 82.94$	$N_{corr} = 634.7$	SPC	0	0
(35x35)	$M_{\max} = 63.73$	$N_{corr} = 176.5$	SPC	0	3.77
(30x30)	$M_{\max} = 50.73$	$N_{corr} = 86$	SPC	0	4.75

Puisque les sections trouvées sont inférieures à celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec la section minimale réglementaire

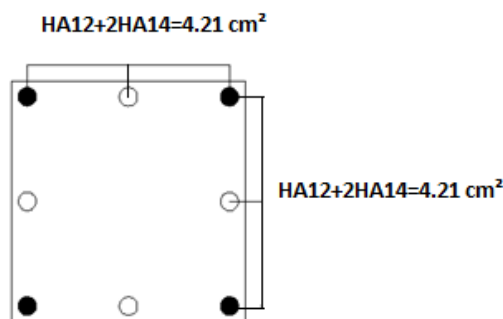
Section des Poteaux (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{s\ adop}$ (cm^2)	Ferraillage	Vérification
(45X45)	16.2	16.83	$8\phi 14 + 4\phi 12$	$A_{min} < A_{s\ adop}$
(40X40)	12.8	15.2	$4\phi 14 + 8\phi 12$	
(35X35)	9.8	10.67	$4\phi 14 + 4\phi 12$	
(30X30)	7.2	9.05	$8\phi 12$	



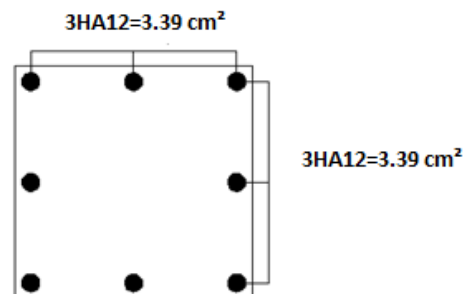
Ferraillage des poteaux (45x45)



Ferraillage des poteaux (40x40)



Ferraillage des poteaux (35x35)



Ferraillage des poteaux (30x30)

IV Vérification à L'ELS

➤ **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

a) Section entièrement comprimée

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l' ELS

b) Section partiellement comprimée

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \quad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \ar \cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h \text{ Donc } y_1 = y_2 + l_c$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

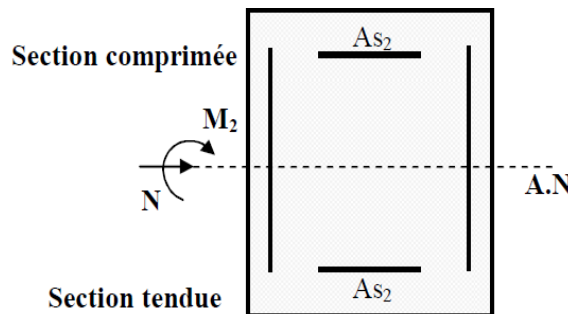
$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - C')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

Sens 2-2



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : A_{s2} adopté.

Aciers comprimés : A_{s2} adopté.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque : Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Poteaux (45x45):

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

- **Sens 3-3 :**

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	A_{s3} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	1394.1	6.35	5.34 + 5.34	100.4	6.7	6	91

- **Sens 2-2 :**

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	A_{s2} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1394.1	0.84	5.34 + 5.34	96.3	6.4	6.3	95.1

Poteaux (40x40):

Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	A_{s3} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	1082	4.1	5.34 + 5.34	96.3	6.5	5.8	88.1

- **Sens 2-2 :**

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	A_{s2} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1082	5.23	5.34 + 5.34	97.4	6.5	5.7	87

Poteaux (35x35):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	A_{s3} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	6.98.8	7.76	4.21+4.21	88.9	6.1	4.3	66.2

- Sens 2-2 :

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	A_{s2} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	698.8	2.15	4.21+4.21	80.7	5.4	4.9	74.4

Poteaux (30x30):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	A_{s3} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	350.1	7.66	3.39+3.39	69.6	4.9	2.1	35.2

- Sens 2-2 :

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	A_{s2} (cm ²)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	350.1	0.89	3.39+3.39	54.4	3.7	3.3	50.4

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

➤ Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (45x45):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_3$	1394.1	6.35	0.46	5.95	17.27

- Sens 2-2:

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	1394.1	0.84	0.06	5.77	17.27

Poteaux (40x40):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_3$	1082	4.1	0.38	4.67	12.94

- Sens 2-2:

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1082	5.23	0.48	4.71	12.94

Poteaux (35x35):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	698.8	7.76	1.11	3.88	10.68

- Sens 2-2:

combinaison	N (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	698.8	2.15	0.31	3.54	10.68

Poteaux (30x30):

- Sens 3-3 :

combinaison	N (kN)	M_3 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_3$	350.1	7.66	2.19	3.58	9.05

- Sens 2-2:

combinaiso n	N (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	350.1	0.89	0.25	2.57	9.05

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] 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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**

Espacement armatures transversales (RPA-2003 Art 7.4.2.2)

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

➤ **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 des poteaux.

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	λ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	vérification
Sous- sol BDC	35.6	45	45	6.05	0.075	0.184	1.875	$\tau_b < \tau_{bu}$
Du 3 ^{ème}	55.2	40	40	5.05	0.075	0.363	1.875	
Du 5 ^{ème}	42.6	35	35	5.8	0.075	0.369	1.875	
Du 6 ^{ème}	27.1	30	30	6.83	0.075	0.323	1.875	

➤ **Délimitation de la zone nodale**

Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm}\right) = 70 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi_t^{\max} = 56 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(15\phi_t^{\min} ; 35\text{cm} ; b + 10)$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.2 ; 35\text{cm} ; 45 + 10) = 18 \text{ cm}$$

Selon le RPA (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

En zone nodal

$$S_t \leq \min(10\phi_t ; 15\text{cm}) < (14 \text{ cm} , 15 \text{ cm})$$

On adopte

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S'_t \leq 15\phi_t^{\min} = 18\text{cm}$$

On adopte $S_t = 15\text{cm}$

Avec : ϕ_t^{\min} diamètre minimal des armatures longitudinales.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA**

Dans notre cas $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = 0.3\% \times S_t \times b$

En zone nodal

Poteau (45x45) : $A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) : $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) : $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

En zone courante

Poteau (45x45) : $A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025$

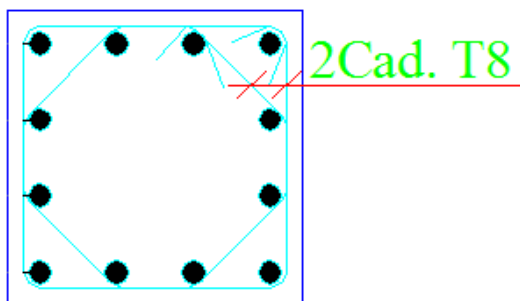
Poteau (40x40) : $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8$

Poteau (35x35) : $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575$

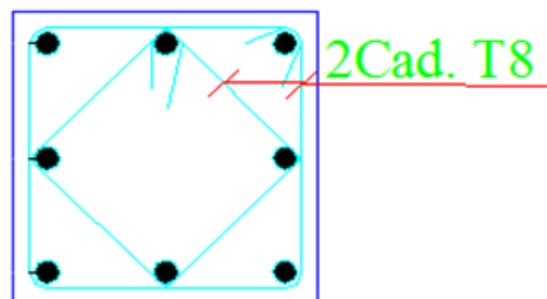
Poteau (30x30) : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme suit :

Poteaux avec 12 barres



Poteaux avec 8 barres



B) Ferraillage des poutres

I Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple, les aciers nécessaires pour leur ferraillage seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums soit en travées ou bien aux appuis par les différentes combinaisons suivante ;

- $1.35 G + 1.5 Q$a l'ELU
- $G + Q \pm E$RPA 99 révisé 2003
- $0.8G \pm E$RPA 99 révisé 2003

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétrique avec une section en travée au moins égale a la moitié de la section sur appui.

II Recommandations du RPA

a) Armature longitudinale

- ✚ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- ✚ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

➤ **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

➤ **En zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

- ✚ La longueur de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa)

- ✚ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales (RPA 99 /2003.Art 7.5.2.1)

- ✚ La quantité d'armatures minimale est donnée par : $A_{\min} = 0.003 S_t b$.

✚ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale (courante) .}$$

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

✚ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III- Etapes calcul de ferraillage

a) Calcul du moment réduit « μ » :
$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

b) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

c) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

✚ **1^{er} cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section Simplement Armée

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$

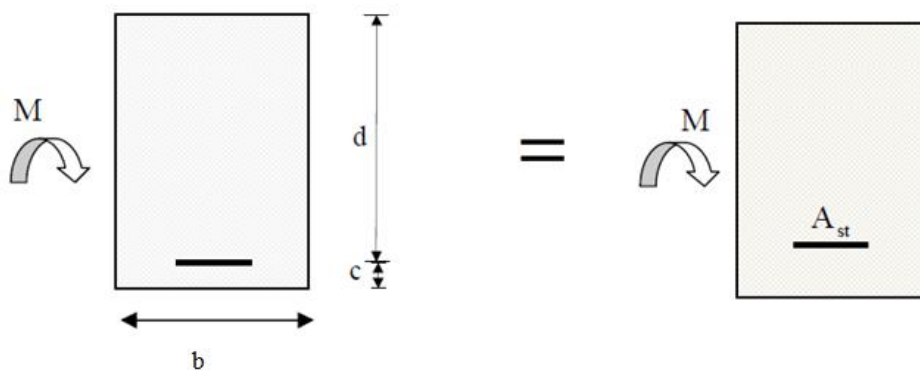


Figure 1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

✚ **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section Doublement Armée

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

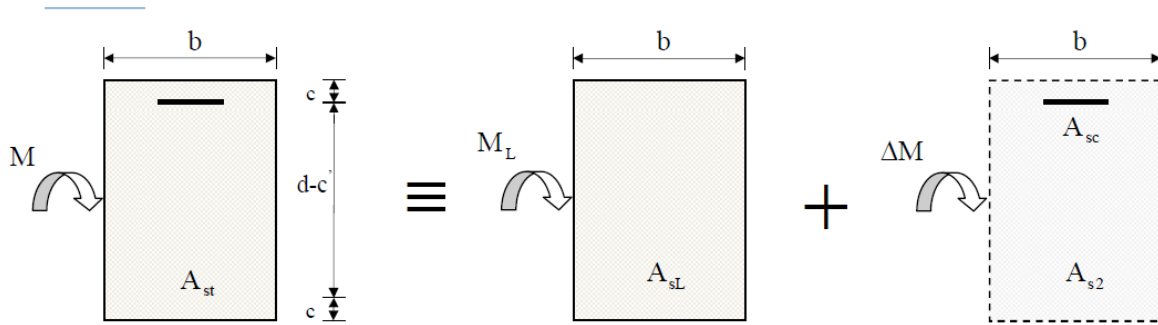


Figure 2. : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum à l'ELU dans les poutres

d) Ferraillage des poutres principales e t secondaires en travée et aux appuis

➤ Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque étage et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

➤ En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre

les moments a l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

✓ Après avoir extrait les moments, nous avons ferraille comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferraillage .

M_{ELU} : Moment max a l'ELU

M_{acc} : **Moment** max du aux combinaisons accidentelles

e) Application de le démarche à nos poutre .Les résultats sont donnés sous formes de tableau :

A) Poutres principales :

En travée : les moments maximaux sont obtenus à l'ELU en kN .m

Niveau	M	μ	obs	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Ferraillage	$A_{s\ adop} (cm^2)$
11	42.79	0.069	SSA	3.43	6	3HA14+2HA12	6.88
10	42.1	0.068		3.33	6	3HA14+2HA12	6.88
9	41.45	0.067		3.28	6	3HA14+2HA12	6.88
8	39.28	0.063		3.13	6	3HA14+2HA12	6.88
7	37.51	0.062		2.98	6	3HA14+2HA12	6.88
6	36.52	0.059		2.89	6	3HA14+2HA12	6.88
5	34.29	0.055		2.69	6	3HA14+2HA12	6.88
4	32.54	0.052		2.55	6	3HA14+2HA12	6.88
3	31.24	0.051		2.45	6	3HA14+2HA12	6.88
2	30.43	0.049		2.4	6	3HA14+2HA12	6.88
1	54.2	0.088		4.38	6	3HA14+2HA12	6.88

Tableau 1: Ferraillage des poutres principales en travées

Aux appuis : les moments maximaux sont par les combinaisons accidentelles en KN .m

Niveau	M	μ	obs	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Ferraillage	$A_{s\ adop} (cm^2)$
11	107.1	0.174	SSA	7.69	6	3HA14+3HA14	9.24
10	109.69	0.178		7.93	6	3HA14+3HA14	9.24
9	111.25	0.181		8.06	6	3HA14+3HA14	9.24
8	112.11	0.182		8.12	6	3HA14+3HA14	9.24
7	114.22	0.186		8.3	6	3HA14+3HA14	9.24
6	113.11	0.184		8.18	6	3HA14+3HA14	9.24
5	114.01	0.185		8.24	6	3HA14+3HA14	9.24
4	120.92	0.197		8.8	6	3HA14+3HA14	9.24
3	120.55	0.196		8.8	6	3HA14+3HA14	9.24
2	114.96	0.188		8.3	6	3HA14+3HA14	9.24
1	94.05	0.153		6.72	6	3HA14+3HA14	9.24

Tableau 2: Ferraillage des poutres principales en appuis

 Conclusion :

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

➤ Du 1^{er} au 11^{eme} étage :

En travée : 3HA14+ 2HA12

Aux appuis : 3HA14 filantes +3HA14 en chapeaux

✚ Vérifications des sections minimales pour les poutres principales

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art7.5.2.1/RPA2003)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

La **section minimale** adoptée est égale a **3HA14 +2 HA12=6.88 cm²**, elle est **Supérieure** aux sections minimales exigées par le règlement

B)-Poutres secondaire :

En travée : les moments maximaux sont obtenus à l'ELU en **KN .m**

Niveau	M	μ	obs	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	Ferraillage	A _{s adop} (cm ²)
11	32.75	0.071	SSA	3.01	5.25	3HA14+2HA12	6.88
10	29.85	0.064		2.71	5.25	3HA14+2HA12	6.88
9	29.32	0.063		2.67	5.25	3HA14+2HA12	6.88
8	27.69	0.059		2.54	5.25	3HA14+2HA12	6.88
7	26.3	0.056		2.42	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	24.92	0.054		2.25	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	22.8	0.049		2.08	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	20.9	0.045		1.91	5.25	3HA14+2HA12	6.88
3	19.03	0.041		1.7	5.25	3HA14+2HA12	6.88
2	17.15	0.037		1.54	5.25	3HA14+2HA12	6.88
1	5.62	0.012		0.52	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau 3: Ferraillage des poutres secondaire en travée

En appuis : les moments maximaux sont par les combinaisons **accidentelles** en **KN.m**

Niveau	M	μ	obs	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Ferrailage	$A_{s\ adop} (cm^2)$
11	34.06	0.073	SSA	3.14	5.25	3HA14+2HA12	6.88
10	45.62	0.098		4.28	5.25	3HA14+2HA12	6.88
9	41.38	0.089		3.84	5.25	3HA14+2HA12	6.88
8	42.64	0.091		3.97	5.25	3HA14+2HA12	6.88
7	43.34	0.093		4.06	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	39.25	0.084		3.62	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	36.84	0.079		3.4	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	34.74	0.074		3.19	5.25	3HA14+2HA12	6.88
3	30.12	0.064		2.76	5.25	3HA14+2HA12	6.88
2	24.39	0.052		2.21	5.25	3HA14+2HA12	6.88
1	11.06	0.023		1.01	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau4: Ferrailage des poutres secondaire en appui

Conclusion

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- Du 1^{er} au 11^{eme} étage

En travée : 3HA14 +2 HA12

Aux appuis : 3HA14 filantes +2HA12 en chapeaux

Vérifications des sections minimales pour les poutres principales

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux

(Art7.5.2.1/RPA2003)

$$A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

La section minimale adoptée est égale a 3HA14+2HA12=**6.88cm²**, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

IV- Vérification a l'ELU

Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art

A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

➤ Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{103.7 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.91 \text{ MPa}$$

➤ Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{49.4 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.49 \text{ MPa}$$

✚ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Poutres principales : $\tau_u = 0.91 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ Poutres secondaires :

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principales :

$$T_u = 103.7 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 892.17 \text{ kN}$$

➤ Poutres secondaires :

$$T_u = 49.4 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 774,78 \text{ kN}$$

✚ Influence de l'effort tranchant sur les armatures

➤ Appuis de rive : (Art 5.1.31 / BAEL91) :

On doit prolonger au *delà* du bord de l'appui cote travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

• Poutres principales :

$$A_{st \text{ min ancrer}} = \frac{T_u}{f_{su}} = \frac{103.7 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st \text{ adopte}} > A_{st \text{ min ancrer}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min ancrer}} = \frac{T_u}{f_{su}} = \frac{49.4 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st \text{ adopte}} > A_{st \text{ min ancrer}} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaire : (Art 5.1, 32 / BAEL91) :**

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est **supérieur** à $\frac{M_u}{0.9 d}$, on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature

Supérieur a :
$$A_s \geq A_{st \text{ min ancrer}} = \left(T_U - \frac{M_u}{0.9 d} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

- **Poutres principales :** $\left(T_U - \frac{M_u}{0.9 d} \right) = \left(103.7 - \frac{54.2}{0.9 \times 0.38} \right) = -54.78 < 0$
- **Poutres secondaires :** $\left(T_U - \frac{M_u}{0.9 d} \right) = \left(49.4 - \frac{32.75}{0.9 \times 0.33} \right) = -60.86 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✚ **Vérification de l'entrainement des barres : (BAEL91 art. A6.13) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme périmètre utile des barres.

$$U_i = \pi \times \text{Diamètre} \Rightarrow \sum U_i = \text{nombre de barre} \times U_i$$

• **Poutres principales :**

$$3HA14 + 3HA14 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 2(1.4) = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{103.7 \times 10}{0.9 \times 38 \times 26.37} = 1.15 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires :**

$$3HA14 + 2 HA12 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4) + 2 \times 3.14(1.2) = 20.72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{49.4 \times 10}{0.9 \times 33 \times 20.72} = 0.80 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit. $l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{ij} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les HA12 : $l_s = 42,23 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $l_s = 45 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $l_s = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $l_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4x l_s$ pour les aciers H.A

- Pour les HA12 : $l_c = 18 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $l_c = 20 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

• Poutres principales :

$$\varphi_t \leq \min (11.43 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 11.43 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• Poutres secondaires :

$$\varphi_t \leq \min (10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Espacement maximal des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_t^{\max} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$$

- Poutres principales : $S_t^{\max} \leq \min (34.2, 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires : $S_t^{\max} \leq \min (29.7, 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm.}$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art.A.5.1,232 / BAEL91**)

$$S_t^{\max} \leq \frac{A_{ud} 0.9 f_e}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) B \gamma_s}$$

- **Poutres principales :**

$$S_t^{\max} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(0.91 - 0.3 \times 2.1) 30 \times 1.15} = 74.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

$$S_t^{\max} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(0.58 - 0.3 \times 2.1) 30 \times 1.15} = -419.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✚ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

Les poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on se doit de spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

- **Poutres principales :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2\right) = \min(10 \text{ cm}, 14.4 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

soit : $S_t^{\max} = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = \min(8.75 \text{ cm}, 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

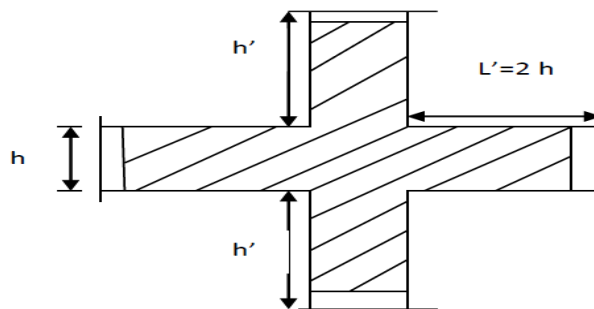
soit : $S_t^{\max} = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$

✚ Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.1 figure 7.2 : zone nodale) :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- **Poutres principales** : $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- **Poutres secondaires** : $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$



✚ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- **Poutres principales** :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires** :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

✚ Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré

s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.

- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui

considère s'il

s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inferieures nécessaire en travée

est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées a une

distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

V- Vérification à L'ELS :

✚ Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

✚ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348 MPa$
- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho = \frac{100A_s}{bd} \Rightarrow$ on tire K_1 et β_1 de tableau

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

		M^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	k_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
PP	Travée	38.9	6.47	0.567	29.64	0.888	178.17	6.01	15	Condition vérifiée
	Appuis	61.52	9.24	0.008	297.5	0.984	178.05	0.598	15	Condition vérifiée
PS	Travée	23.53	6.47	0.007	318.3	0.985	111.89	0.351	15	Condition vérifiée
	Appuis	32.98	6.47	0.01	262.8	0.982	157.29	0.598	15	Condition vérifiée

Etat limite de fissuration (la flèche) :

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

• **Poutres principales :**

La plus grande valeur de la flèche est de longueur **L=5.4 m**.

$$f = 1 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5400}{500} = 10.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires**

La plus grande valeur de la flèche est de longueur **L=4.35 m**.

$$f = 0.1736 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferraillages des voiles

I-Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée 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

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces derniers.

➤ Prescriptions pour le ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

➤ Prescription pour les aciers verticaux

Le ferraillage vertical sera calculé en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Prescriptions communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S = \min \{1, 5e, 30\text{cm}\}$ **Art 7.7.4.3/RPA99 (version 2003)**
Avec e : est l'épaisseur de voile.

➤ Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91} \rightarrow \begin{cases} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 2003} \rightarrow \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

II-Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

II-1-Exposée de la méthode : La méthode consiste à déterminer le diagramme des Contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du refend considérée.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Remarque :

Si σ sont de signe positif on aura une section entièrement tendue (SET) ;

Si σ sont de signe négatif on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;

Si σ sont de signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

➤ le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

he : Hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L_t$$

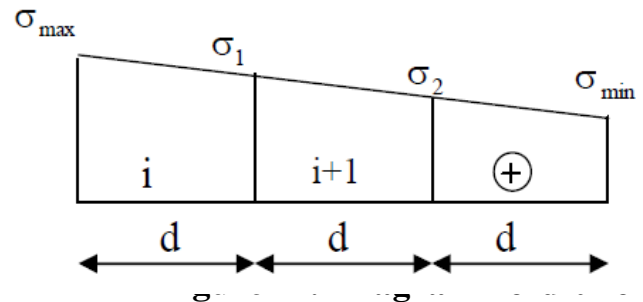
L_t : longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

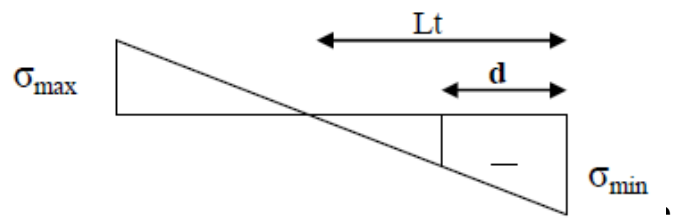


section EC

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

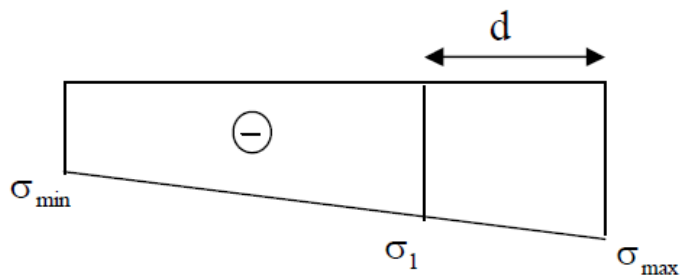
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



section PC

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



section ET

II-2-Armature verticale :

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Section entièrement comprimée** : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Section entièrement tendue** : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

II-3-Armature de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Ou : } \bar{V} = 1.4 \times T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Prescription pour les aciers horizontaux**

-Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

-Armature minimale

- **compression de béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesurée perpendiculaire à ces armature.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\% \quad \text{Avec } B : \text{section du beton comprimé.}$$

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontal du béton tendu.

-Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :(ART 7.7.2 RPA)**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec } V = 1.4V_{U,\text{calcul}}$$

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile ($d = 0.9h$)

h : hauteur totale de la section brute.

• **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

III- Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15Mpa

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

❖ **Exemple de calcul VL7 (Zone III)**

Caractéristiques géométriques :

$L = 2.4 \text{ m}$; $e = 0, 20 \text{ m}$; $B = 0,48 \text{ m}^2$.

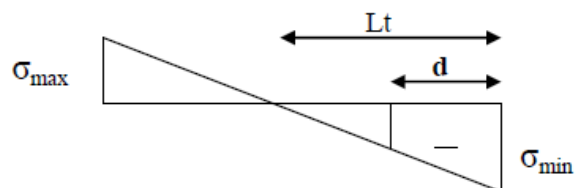
Sollicitation de calcul Zone I :

$$\sigma_{\min} = -5231.3 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\max} = 2716.3 \text{ kN/m}^2$$

-Longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{2716.3}{5231.3 + 2716.3} \cdot 2.4 = 0.82 \text{ m.}$$

-Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :



$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{4.08-0.2}{2}, \frac{2}{3} \times 0.82\right) = \min(1.94, 0.54) = 0.5 \text{ m}$$

-Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.4 - 0.82 = 1.58 \text{ m}$$

- **1^{ère} bande** : $d = 0,5\text{m}$

-Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5231.3(1.58 - 0.5)}{1.58} = 3575.82 \text{ kN/m}^2$$

-Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5231.3 + 3575.82}{2} \times 0.5 \times 0.2 = 440 \text{ kN.}$$

- **2^{ème} bande** : $d = 1.08 \text{ m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3575.82}{2} \times 1.08 \times 0.2 = 386.19 \text{ kN}$$

-Armatures verticale

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{440}{34.8} = 12.64 \text{ kN.}$$

$$A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{386.19}{34.8} = 11.09 \text{ kN}$$

-Les armatures de couture

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \frac{1.4 \times 95.8}{400 \times 10^{-1}} = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{v1} = A_1 + \frac{A_{vj}}{4} = 12.64 + \frac{3.68}{4} = 13.56 \text{ cm}^2 \\ A_{v2} = A_2 + \frac{A_{vj}}{4} = 11.09 + \frac{3.68}{4} = 12.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max\left(0.15\% \cdot B, \frac{B \times f_{t28}}{fe}\right) = \max\left(0.15\% \times 0.136, \frac{0.136 \times 2.1}{400}\right) \\ = \max(2.04, 7.14) = 7.14 \text{ cm}^2.$$

-Choix des armatures :

$A_{v1} = 13.56 \text{ cm}^2$, soit **10HA14=15.38cm² (5HA14/nappe)** soit (1HA14) a chaque 10 cm

$A_{v2} = 12.01 \text{ cm}^2$, soit **16HA12=18.1cm² (8HA12/nappe)** soit (1HA12) a chaque 15 cm

-Armature horizontale :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{13.56}{4} = 3.39 \text{ cm}^2.$

D'après le RPA révisé 2003 : $AH \geq 0.15\% \cdot B = 7.5\text{cm}^2$

Soit 8HA12 = 9.05cm²

-Armature transversale : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit (HA8).

-Vérification des contraintes de cisaillement :

RPA révisée 2003 :

$$\tau_b = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.4 \times 95.8 \times 10}{20 \times 0.9 \times 286} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

BAEL 91 :

$$\tau_b = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{95.8 \times 10}{20 \times 0.9 \times 286} = 0.18 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{551.5 \times 10}{20 \times 240 + 15 \times 18.1} = 1.08 \text{ MPa}$$

-Calcul de ferrailage :

On va procéder par zone :

Zone I : s.sol ; RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}.

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}.

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}.

Etude de voile VL5

Voile	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	4.35	4.35	4.35	4.35
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2

I (m ⁴)		1.37	1.37	1.37	1.37
V=L /2 (m)		2.175	2.175	2.175	2.175
Vu (kN)		873.8	718.2	512.2	300.1
Ns (kN)		1233.5	1216.2	854.4	449.5
σ_{\max} (kN /m ²)		6766.6	4743.6	3333.1	5789.2
σ_{\min} (kN /m ²)		-9342.3	-5957	-4730.5	-6231.9
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
L _c (m)		1.82	1.92	1.8	2.09
L _t (m)		2.53	2.43	2.55	2.26
d(m)		1.2	1.2	1.2	1.2
σ_1 (kN /m)		4911.16	3015.27	2504.38	2922.92
N ₁ (kN)		1710.4	1076.67	868.18	1098.57
N ₂ (kN)		589.33	361.83	300.52	350.75
A _{v1} (cm ²)		49.14	30.93	24.94	31.56
A _{v2} (cm ²)		16.93	10.39	8.63	10.07
A _{vj} (cm ²)		8.4	6.9	4.9	2.88
A _{min}		12.6	12.6	12.6	12.6
Choix des barres /nappe/bande	A ₁	9HA20	12HA16	10HA16	10HA16
	A ₂	8HA16	10HA12	8HA12	8HA12
Section total utilisée (cm ²)		56.54	48.24	40.2	40.2
		32.16	22.62	18.1	18.1
Espacement	A ₁	12	10	10	10
	A ₂	15	12	15	15
A _h (cm ²)		14.13	12.06	10.05	10.05
A _h adoptée/nappe (cm ²)		15.84	13.56	13.56	13.56
Choix des barres		14HA12	12HA12	12HA12	12HA12
espacement		25	20	20	20
Armature transversale		4 Epingle HA10			
Contrainte de	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$	1.75	1.95	1.4	0.81
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$	1.25	1.39	1	0.58
Contrainte ELS	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	15	15	15	15
	$\sigma_b (MPa)$	1.27	1.29	0.91	0.48

Etude de voile VL1 et VL3

Voile	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2

$I (m^4)$		0.13	0.13	0.13	0.13
$V=L/2 (m)$		1	1	1	1
$V_u (kN)$		283	258.8	235.7	155.8
$N_s (kN)$		747.9	561.9	326.2	56.5
$\sigma_{max} (kN/m^2)$		4934.3	3860.1	2996	4337.3
$\sigma_{min} (kN/m^2)$		-7969.9	-5874.5	-3914.6	-4714.9
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
$L_c(m)$		0.76	0.79	0.86	0.95
$L_t(m)$		1.24	1.21	1.11	1.05
$d1(m)$		0.5	0.5	0.5	0.5
$d2(m)$		0.74	0.71	0.61	0.55
$\sigma_1 (kN/m)$		4756.23	3447.02	2151.26	2469.7
$N_1 (kN)$		636.3	466.07	303.29	359.23
$N_2 (kN)$		351.96	244.73	131.22	135.83
$A_{v1} (cm^2)$		18.28	13.39	8.71	10.3
$A_{v2} (cm^2)$		10.11	7.03	3.77	3.9
$A_{vi}(cm^2)$		2.72	2.49	2.26	1.4
A_{min}		7.77	7.45	6.4	5.77
Choix des barres/nappe/bande	A_1	5HA16	5HA14	5HA12	5HA14
	A_2	5HA14	5HA12	5HA10	5HA10
Section utilisée (cm^2)		20.1	15.38	11.3	15.38
		15.38	11.3	7.84	7.84
Espacement	A_1	10	10	10	10
	A_2	15	15	15	15
$A_h (cm^2)$		5.025	3.85	2.82	3.84
A_h adoptée (cm^2)		10.98	9.42	9.42	9.42
Choix des barres		14HA10	12HA10	12HA10	12HA10
espacement		25	25	20	20
Armature transversale		4 Epingles HA8/m²			
Contrainte de	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$	0.56	0.7	0.64	0.42
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$	0.4	0.5	0.45	0.3
Contrainte ELS	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	15	15	15	15
	$\sigma_b (MPa)$	1.71	1.32	0.78	0.13

Etude de voile VL6

Voile	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
L(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
I (m ⁴)	0.05	0.05	0.05	0.05	
V=L /2 (m)	0.75	0.75	0.75	0.75	
Vu (kN)	106.2	69.6	59.9	41.1	
Ns (kN)	533.3	396.7	235.1	39.9	
σ_{\max} (kN /m ²)	988	835.4	1326.5	3362.6	
σ_{\min} (kN /m ²)	-4529	-4123.1	-3827.7	-3778.4	
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
L _c (m)	0.27	0.25	0.38	0.7	
L _t (m)	1.23	1.24	1.12	0.8	
d1(m)	0.18	0.16	0.25	0.4	
d2(m)	1.05	1.07	0.87	0.4	
σ_1 (kN /m)	3866.21	3591.08	2973.3	1889.2	
N ₁ (kN)	151.11	123.42	170.02	226.7	
N ₂ (kN)	405.95	384.24	258.67	75.56	
A _{v1} (cm ²)	4.34	3.54	4.88	6.51	
A _{v2} (cm ²)	11.66	11.04	7.43	2.17	
A _{vj} (cm ²)	1.02	0.67	0.57	0.39	
A _{min}	1.89	1.68	2.62	4.2	
Choix des barres/nappe/bande	A ₁	2HA14	2HA12	3HA12	4HA12
	A ₂	7HA12	7HA12	5HA12	2HA12
Section utilisée (cm ²)	6.16		4.52	6.78	9.04
	15.84		15.84	11.3	4.52
Espacement	A ₁	10	10	10	10
	A ₂	15	17	18	20
A _h (cm ²)	3.96		3.96	2.82	2.26
A _h adoptée (cm ²)	10.98		9.42	9.42	9.42
Choix des barres	14HA10		12HA10	12HA10	12HA10
espacement	25		20	20	20
Armature transversale	4 Epingles HA8/m²				
Contrainte de	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$	0.21	0.19	0.168	0.11
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$	0.15	0.13	0.12	0.08
Contrainte ELS	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	15	15	15	15
	$\sigma_b (MPa)$	1.68	1.25	0.75	0.13

Etude de voile VL2

Voile	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
L(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
I (m ⁴)	0.59	0.59	0.59	0.59	
V=L /2 (m)	1.65	1.65	1.65	1.65	
Vu (kN)	605.9	410.7	295.6	200.7	
Ns (kN)	1963.2	1485.1	904.8	199.9	
σ_{\max} (kN /m ²)	3177.6	362.9	1055.5	2690.6	
σ_{\min} (kN /m ²)	-8894.7	-5300.6	-4010.4	-3642.3	
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
L _c (m)	0.86	0.21	0.68	1.4	
L _t (m)	2.43	3.09	2.62	1.89	
d1(m)	0.5	0.14	0.45	0.93	
d2(m)	1.93	2.95	2.17	0.96	
σ_1 (kN /m)	7064.51	5060.44	3321.59	1850.05	
N ₁ (kN)	797.96	145.05	329.93	510.78	
N ₂ (kN)	1363.45	1492.82	720.78	172.05	
A _{v1} (cm ²)	22.92	4.16	9.48	14.67	
A _{v2} (cm ²)	39.17	42.89	20.71	4.94	
A _{vj} (cm ²)	5.8	3	2.84	1.93	
A _{min}	9.65	30.97	22.78	10.08	
Choix des barres/nappe/bande	A ₁	5HA20	2HA14	5HA14	9HA14
	A ₂	13HA16	20HA14	15HA16	5HA12
Section utilisée (cm ²)	A ₁	31.4	6.16	15.38	27.7
	A ₂	52.26	61.56	30.15	11.3
Espacement	A ₁	10	10	10	10
	A ₂	15	15	15	15
A _h (cm ²)	13.06	15.39	7.53	2.82	
A _h adoptée (cm ²)	15.84	21.54	13.56	13.56	
Choix des barres	14HA12	14HA14	12HA12	12HA12	
espacement	25	20	20	20	
Armature transversale	4 Epingles HA8/m²				
Contrainte de	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$	1.22	1.12	0.8	0.55
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$	0.86	0.8	0.57	0.38
Contrainte ELS	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	15	15	15	15
	$\sigma_b (MPa)$	2.65	3.34	1.28	0.3

Chapitre VII



**Etude de
l'infrastructure**

I. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour rôle la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux et puits).

Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

✚ On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ **Fondations superficielles** :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes** :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

II. 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.

III. Etude du sol de fondation :

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

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.5 MPa$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IV Etude de semelle filante

IV.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

voile	N_{ser}	$L (m)$	$B (m)$	$S = L \times B (m^2)$
V1	1576	2	3.18	6.36
V2	2259.2	3.3	4.56	15.05
V3	1422.3	2	4.74	9.48
Somme				30.89

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

voile	N_{ser}	$L (m)$	$B (m)$	$S = L \times B (m^2)$
V4	874.7	2	3.19	6.38
V5	1496.4	4.35	2.51	10.91
V6	628.4	1.5	2.79	4.17
V7	1285.5	2.4	3.57	8.57
Somme				30.03

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 60.92 m^2$

IV.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

Si $\left\{ \begin{array}{l} e < \frac{L}{6} \\ e > \frac{L}{6} \end{array} \right.$ Répartition trapézoïdale de charge
 Répartition triangulaire de charge

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

poteaux	$N = G + Q$ (kN)	e_i (m)	$N \times e_i$ (kN.m)	$M_{inf} = (kN.m)$
1	164.4	-16.8	-2761.92	-0.74
2	636.9	-13.3	-8470.77	-0.30
3	695.3	-10	-6953	-0.44
4	801.7	-6.7	-5371.39	-0.28
5	1394.1	-2.7	-3764.07	-2.09
6	1394.1	2.7	3764.07	-2.09
7	801.6	6.7	5370.72	-0.28
8	695.3	10	6953	-0.44
9	636.9	13.3	8470.77	-0.30
10	164.4	16.8	2761.92	-0.74
somme	7384.6		0	-7.7

$e = -0.001 < 5.6 \Rightarrow$ La répartition de charge est trapézoïdale

$$q_{(l/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{7384.6}{34.1} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.001)}{34.1} \right) = 216.53 \text{ kN/m}$$

IV.3 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(l/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{216.53}{150} = 1.44 \text{ m}$$

On aura donc : $S = 1.44 \times L_x = 49.1 \text{ m}^2$

Sachant que $L_x = 34.1 \text{ m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 49.1 \times 5 = 245.5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 245.5 + 60.92 = 306.42 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 34.1 \times 15.35 = 508.09 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{306.42}{508.09} \times 100 = 60 \%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale de la base du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

V Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité le coffrage
- ❖ Rapidité d'exécution

V.1 Pré dimensionnement du radier

Pour le prédimensionnement du radier, on a trois conditions à vérifier

1) Selon la condition d'épaisseur minimale : La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

2) Selon la condition forfaitaire :

a) **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 67.5 \leq h \leq 108$$

h : Épaisseur du radier.

L_{\max} : Distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 90\text{cm}$.

b) Sous poteaux :

Le tablier : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27m \quad ; \quad \text{On prend } h_d = 35 \text{ cm}$$

La nervure : Elles doivent vérifier

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{nervure} \geq \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \Rightarrow h_{nervure} = 80 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b_{nervure} \leq 0,7h \Rightarrow 32 \leq b_{nervure} \leq 56 \quad \text{on prend } b_{nervure} = 50 \text{ cm}$$

3) condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifié :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

I : inertie de la section du radier (bonde de 1 m) avec $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

K : Coefficient de raideur de sol ; $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module Young pour un chargement de longue durée. $E = 10819 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1.15 \text{ m}$$

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 115\text{cm}$

Largeur de la nervure:

$$0,4h_{\text{radier}} \leq b_{nervure} \leq 0,7h_{\text{radier}} \Rightarrow 46 \leq h \leq 80.5 \quad \text{on prend } b_{nervure} = 50 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{nervure} = 115 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 35 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b_{nervure} = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

V.2 Détermination de la surface nécessaire du radier : pour déterminer cette surface on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenu a partir de logiciel ETABS

1) Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G_{bat} = 45363.7 \text{ kN}$.

Charges d'exploitation $Q_{bat} = 8182.7 \text{ kN}$

2) Combinaisons d'actions :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 45363.7 + 1.5 \times 8182.7 = 73515.045 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 45363.7 + 8182.7 = 53546.4 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} ELU : S_{rad} = \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{73515.045}{1.33 \times 150} = 368.49 \text{ m}^2 \\ ELS : S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{53546.4}{150} = 356.97 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow S_{rad} = \max(368.49 ; 356.97) = 368.49 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment S_{st} est supérieure à la surface nécessaire du radier ($S_{st} = 508.09 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 368.49 \text{ m}^2$), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_{nervure}}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{115}{2} ; 30\right) = 57.5 \text{ m}$$

On ajoute au radier un débord de $L_{deb} = 60 \text{ cm}$ dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{st} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 508.09 + (34.1 + 15.35) \times 0.6 \times 2 = 566.89 \text{ m}^2$$

V.3 Calcul des sollicitations à la base du radier

1) Poids total du radier :

Poids_{radier} = poids du tablier + poids des nervures + poids de (T.V.O) + poids du la dalle flottante

* Poids du tablier = $S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 566.89 \times 0.35 \times 25 = 4960.28 \text{ kN}$

* Poids des nervures $\begin{cases} = b_{nerv} \times (h_{nerv} - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ = [0.5(1.15 - 0.35) \times 34.1 \times 10 + 0.5(1.15 - 0.35) \times 14.9 \times 5] \times 25 = 4155 \text{ kN} \end{cases}$

* Poids de (T.V.O) = $(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho_{T.V.O}$

Poids de (T.V.O) = $(566.89 - 332.4) \times (1.15 - 0.35) \times 25 = 4689.8 \text{ kN}$

Avec : $S_{nerv} = \frac{4155}{25 \times 0.5} = 332.4 \text{ m}^2$

* Poids du la dalle flottante = $(S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b = (566.89 - 332.4) \times 0.1 \times 25 = 586.225 \text{ kN}$

\Rightarrow Poids_{radier} = $G_{rad\ tot} = 4960.28 + 4155 + 4689.8 + 586.225 = 14391.305 \text{ kN}$

2) Surcharge d'exploitation

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 8182.7 \text{ kN}$

Surcharge du radier: $Q_{rad} = 2.5 \times 566.89 = 1417.22 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{radiertot} + G_{Sup} = 14391.305 + 45363.7 = 59755 \text{ kN}$

$Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat} = 1417.22 + 8182.7 = 9599.92 \text{ kN}.$

4) Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_u = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 1.35 \times 59755 + 1.5 \times 9599.92 = 95069.13 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 59755 + 9599.92 = 69354.92 \text{ kN} \end{cases}$$

V.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

1) Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16.8 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.5 \text{ m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré

2) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{34.1 \times 15.35^3}{12} = 9400 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3h}{12} = \frac{34.1^3 \times 15.35}{12} = 49234.34 \text{ m}^4$$

V.5 Vérifications

1) Vérification de contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{95069.13 \times 1.15}{566.89} \times \frac{5.4}{2} = 520.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{520.71 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.65 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

2) 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 sismique «**M** » rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

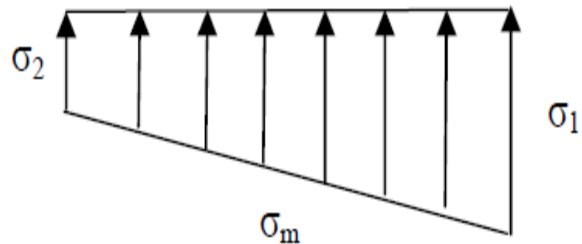
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes

A L'ELU : $\sigma_m^u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m^s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$



Tel que V : distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

$N_u = 95069.13 \text{ kN}$ $N_s = 69354.92 \text{ kN}$

➤ **Sens longitudinal** : $M_x = 61718.93 + 2543.5 \times 1.15 = 64643.95 \text{ kN.m}$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{95069.13}{566.89} + \frac{64643.95}{49234.34} \times 16.8 = 189.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{95069.13}{566.89} - \frac{64643.95}{49234.34} \times 16.8 = 145.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 189.76 + 145.64}{4} = 178.73 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A P'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{69354.92}{566.89} + \frac{64643.95}{49234.34} \times 16.8 = 144.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{69354.92}{566.89} - \frac{64643.95}{49234.34} \times 16.8 = 100.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 144.4 + 100.28}{4} = 133.37 \text{ kN/m}^2 \leq 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :** $M_y = 45282.05 + 2695.4 \times 1.15 = 48381.76 \text{ kN.m}$

A P'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{95069.13}{566.89} + \frac{48381.76}{9400} \times 7.5 = 206.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{95069.13}{566.89} - \frac{48381.76}{9400} \times 7.5 = 129.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 206.3 + 129.1}{4} = 187 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A P'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{69354.92}{566.89} + \frac{48381.76}{9400} \times 7.5 = 160.94 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{69354.92}{566.89} - \frac{48381.76}{9400} \times 7.5 = 83.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 160.94 + 83.74}{4} = 141.64 \text{ kN/m}^2 \leq 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement (BAEL91 Art A.5.2,42)

Dans le cas des surfaces large, cas du radier, il ya un risque de poinçonnement du poteau et des voiles sur cette dalle qui a lieu de vérifier

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile tiré a partir du l'logiciel ETABS

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau.

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

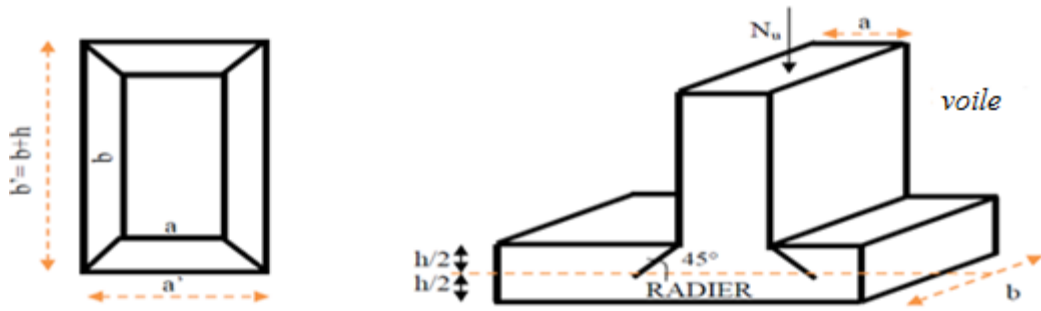


Figure 1 périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_C

$$\mu_C = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ m}$$

• **Vérification pour les poteaux :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1250.6 \text{ kN} \leq \frac{0.07 \times \mu_C \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 6766.67 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification pour les Voile :**

$$N_u = 3097.5 \text{ kN} \leq \frac{0.07 \times \mu_C \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 6766.67 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4) Ferraillage de la dalle

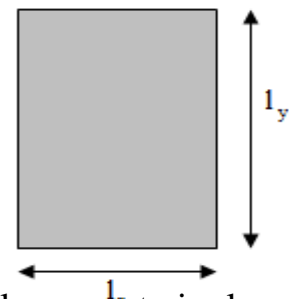
La dalle sera considérée comme un ensemble de dalle continue, Soumis à un chargement uniforme encastré sur quatre cotés.

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicite.

a) **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{5.4} = 0.7$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.



Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au propre de ce dernier de la contrainte moyenne maximale.

σ_m^u et σ_m^s : Contrainte moyenne déjà calculer a la pagea 186

A P'ELU

$$q_u = \sigma_m^u - \frac{N_{u_{rad}}}{S_{rad}} = 187.73 - \frac{21554.09}{566.89} = 149.70 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m^s - \frac{N_{srad}}{S_{rad}} = 141.64 - \frac{15808.52}{566.89} = 113.75 \text{ kN/m}^2$$

b) Calcul des armatures à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x, M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0683 \times 149.7 \times 3.8^2 = 147.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 147.64 = 64.37 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : Pour les moments en travées,

0.5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.3 : Pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis intermédiaire

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 147.64 = 74.88 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 64.37 = 32.18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis de rive :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 147.64 = 44.29 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 64.37 = 19.31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 147.64 = 125.494 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 64.37 = 54.71 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c) Ferrailage longitudinal suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu_x = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.82 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.82 \times 10^2}{0.974 \times 31.5 \times 34.8} = 6.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14 = 12.31 cm² / ml avec un espacement de 12 cm

En travée :

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.494 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.089 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.089 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{125.494 \times 10^2}{0.954 \times 31.5 \times 34.8} = 12 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA14 = 12.31 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 12 cm

d) Ferrailage longitudinal suivant y-y :**Sur appuis :**

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.185 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.185 \times 10^2}{0.989 \times 31.5 \times 34.8} = 2.96 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA14 = 12.31 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 12 cm

En travée :

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.71 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54.71 \times 10^2}{0.981 \times 31.5 \times 34.8} = 8.08 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA14 = 12.31 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 12 cm

e) Vérification a l'ELU**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

ω_0 : Taux d'aciers minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 35 \times \left(\frac{3 - 0.7}{2} \right) = 3.22 \text{ cm}^2$$

Sens xx :

$$A_u^a = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$A_u^a = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.22 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des espacements : (RPA art 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 :

$$S_t \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{3 \times 35, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens yy :

$$S_t \leq \min\{4h, 45 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{4 \times 35, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{149.7 \times 5.34}{2} = 399.69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{399.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \leq \min\left\{\frac{0.15}{1.5} f_{cj}; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{2.5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) **Vérfications à l'ELS**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_x, M_y**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0683 \times 113.75 \times 3.8^2 = 112.186 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 112.186 = 48.91 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moments sur appuis à } M_{ax} = 0.5 \times 112.186 = 56.093 \text{ kN.m} \\ \text{Moments en travée à } M_{tx} = 0.85 \times 112.186 = 95.351 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 31.5} = 0.39$$

$$\rho_1 = 0.39 \Rightarrow \beta_1 = 0.903 \text{ et } K_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^s}{\beta_1 \times d \times A_{tx}} = \frac{95.358 \times 10^{-3}}{0.903 \times 0.315 \times 12.31 \times 10^{-4}} = 272.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{272.33}{36.55} = 7.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier est donné dans le tableau ci-dessous :

	Sens XX	Sens YY
En appuis	8HA14	8HA14
En travée	8HA14	8HA14

5) Ferrailage de débord

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

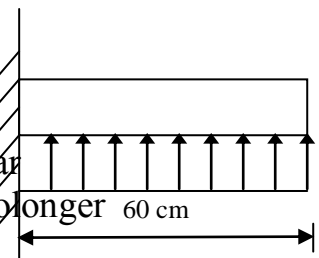


Figure. Schéma statique du débord.

Ferrailage de la nervure :

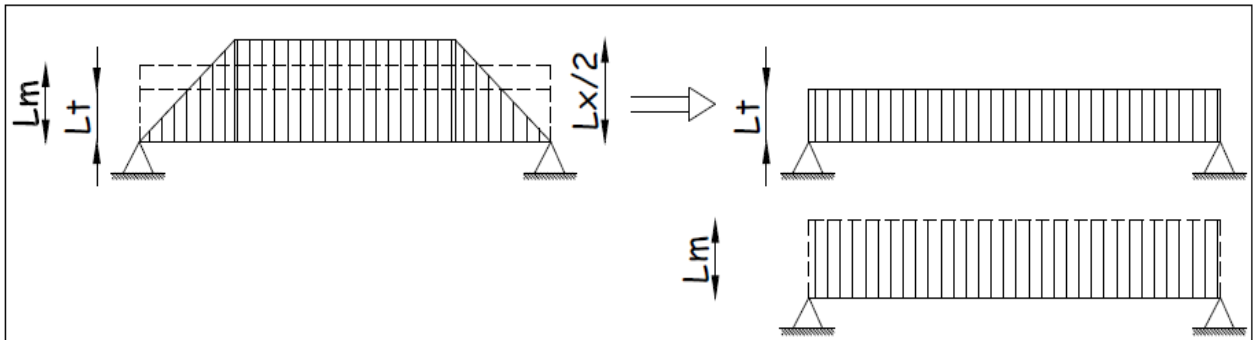
La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des 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 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 :



Présentation des chargements simplifiés.

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

✚ Cas de chargement triangulaire :

$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$

a) Sens longitudinal : ($q_u = 149.7 \text{ kN/ml}$, $q_s = 113.75 \text{ kN/ml}$)

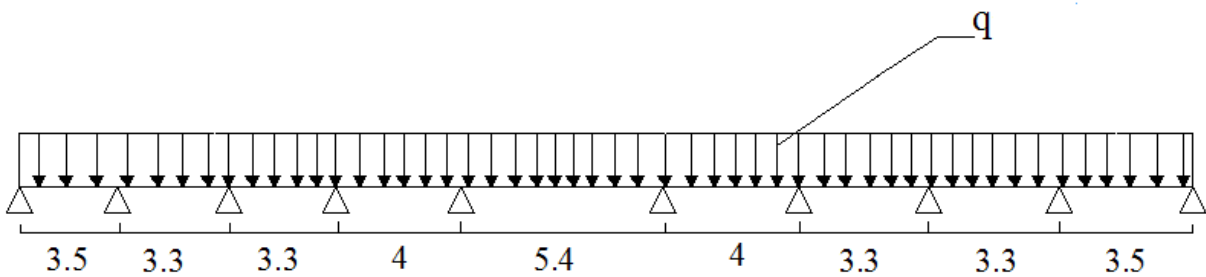


Schéma statique de la nervure

➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

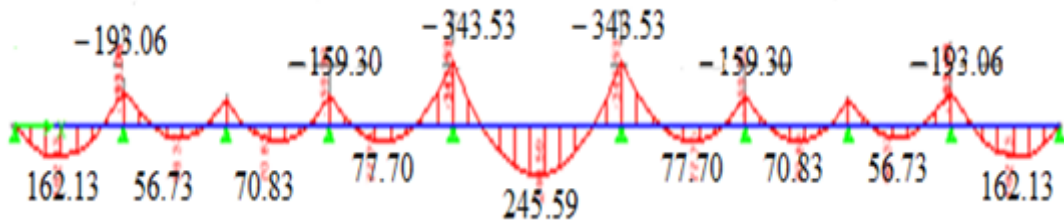


Diagramme de moment fléchissant

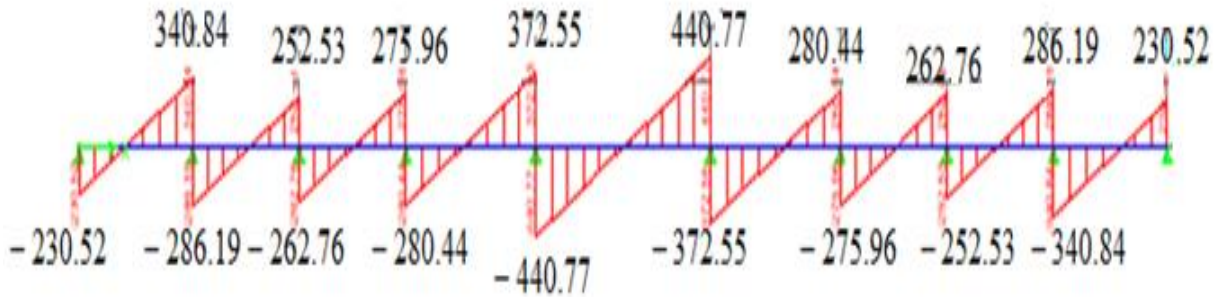


Diagramme de l'effort tranchant

➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELS

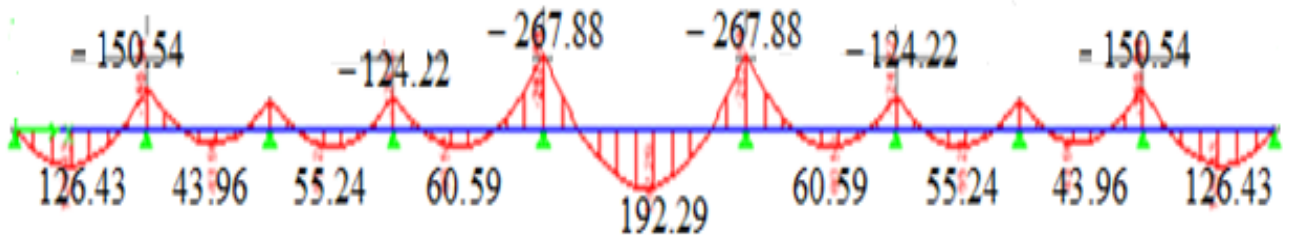


Diagramme de moment fléchissant

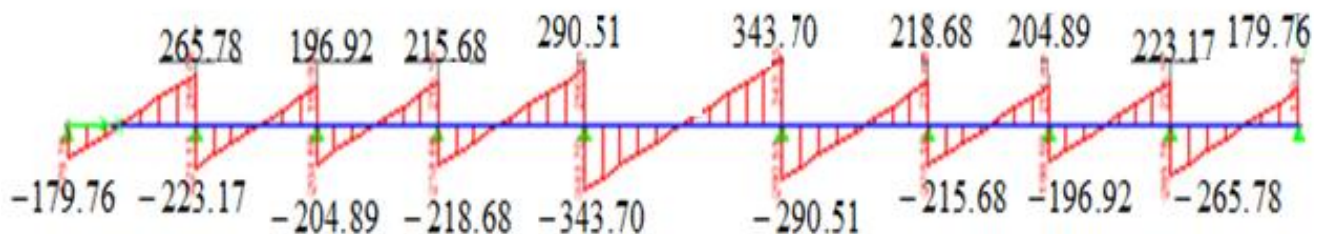


Diagramme de l'effort tranchant

b) Sens transversal : ($q_u = 149.7 \text{ kN/ml}$, $q_s = 113.75 \text{ kN/ml}$)

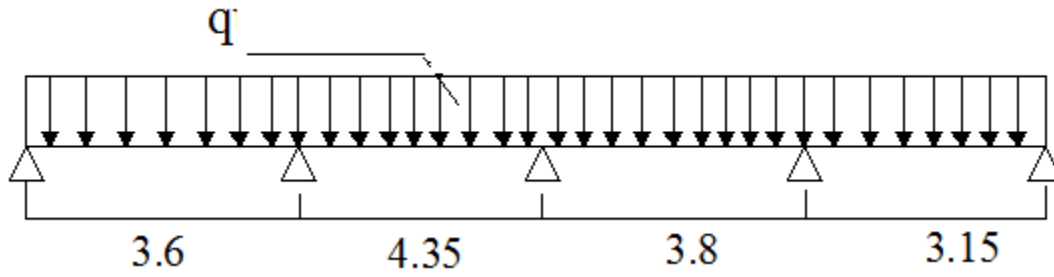


Schéma statique de la nervure

Diagrammes des efforts internes à L'ELU

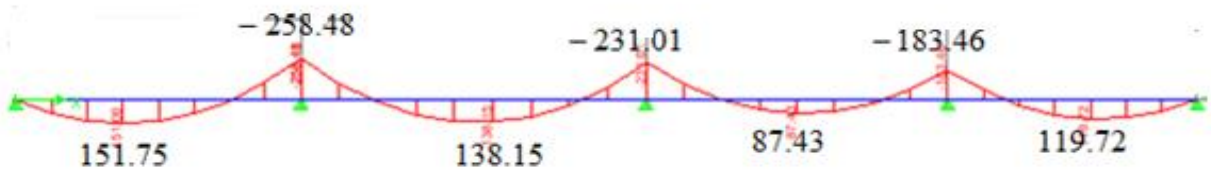


Diagramme de moment fléchissant

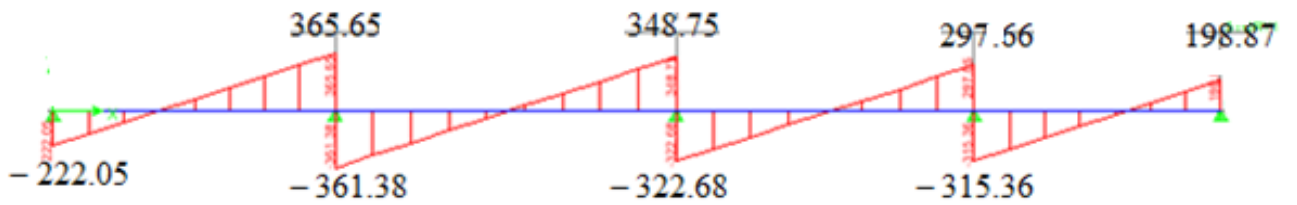


Diagramme de l'effort tranchant

➤ **Diagrammes des efforts internes à l'ELS**

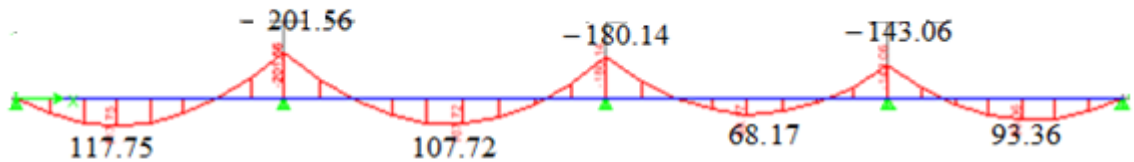


Diagramme de moment fléchissant

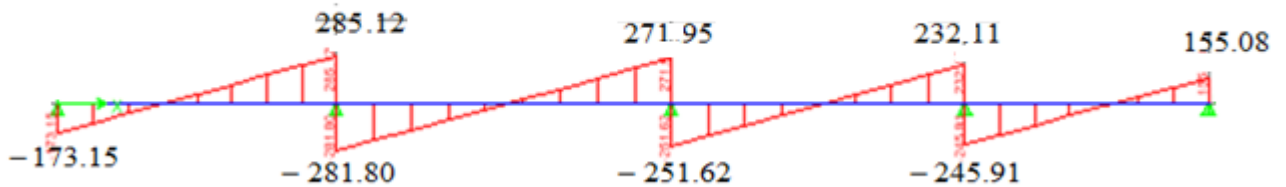


Diagramme de l'effort tranchant

c) Ferraillage de la nervure :

c-1) Armatures longitudinales

Le ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ **Sens longitudinal X-X :**

$$M_a^{\max} = 343.53 \text{ kN.m} \quad M_t^{\max} = 245.59 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{343.53 \times 10^3}{100 \times 112^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.019 \Rightarrow \beta = 0.990$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{343.53 \times 10^3}{0.990 \times 112 \times 34.8} = 8.9 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En travée :

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{245.59 \times 10^3}{100 \times 112^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{245.59 \times 10^2}{0.993 \times 112 \times 34.8} = 6.34 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm² / ml

➤ **Sens transversal suivant y-y :**

$$M_a^{\max} = 258.48 \text{ kN.m} \quad M_t^{\max} = 151 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{258.48 \times 10^3}{100 \times 112^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{258.48 \times 10^2}{0.993 \times 112 \times 34.8} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm² / ml

En travée :

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{151 \times 10^3}{100 \times 112^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$

$$A_{ay} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{151 \times 10^2}{0.996 \times 112 \times 34.8} = 3.88 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm² / ml

Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 112 \times 2.1}{400} = 6.762 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal x-x :

En travée : $A_u = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.762 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.762 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Sens transversal suivant y-y :

En travée : $A_u = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.762 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.762 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{440.77 \times 10^3}{500 \times 1120} = 0.79 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u = 0.79 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$condition vérifiée

Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Sens longitudinal x-x

En travée : $\mu_x = 0.014 \Rightarrow \alpha = 0.0176$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{245.59}{192.29} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0176 \leq \frac{1.27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.385$$
.....condition vérifiée

En appuis : $\mu_x = 0.019 \Rightarrow \alpha = 0.0252$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{343.53}{267.88} = 1.28$$

$$\alpha = 0.0252 \leq \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$
.....condition vérifiée

- Sens transversal suivant y-y :

En travée : $\mu_y = 0.008 \Rightarrow \alpha = 0.01$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{151}{117.75} = 1.28$$

$$\alpha = 0.01 \leq \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$
.....condition vérifiée

En appuis : $\mu_x = 0.014 \Rightarrow \alpha = 0.0176$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{258.48}{201.56} = 1.28$$

$$\alpha = 0.0176 \leq \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

c-2) Armatures transversales :

➤ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{115}{4}, 12 \times 1.6\right) = \min(28.75 \text{ cm}, 19.2 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm}$$

soit : $S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{115}{2} = 57.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c-3) Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre

de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 115 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 1.15} = 2.60 \Rightarrow 1.3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{parois}$

Chapitre VIII



Voile plaque

Introduction

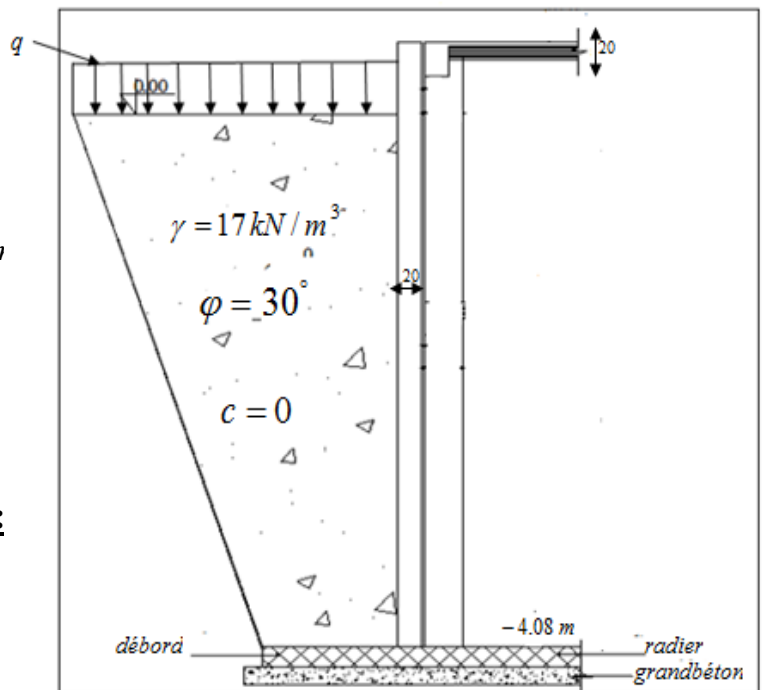
Pour retenir le sol du talus, il est nécessaire de prévoir un voile plaque. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos qui est le cas le plus défavorable.

II) Pré dimensionnement de voile plaque

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
Épaisseur ≥ 15 cm, nous on va opter pour une épaisseur de 20 cm

➤ **Caractéristique du sol**

- Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ kN/n}$
- Contrainte du sol : $\sigma = 1.5 \text{ bars}$



➤ **Contrainte de sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

K_0 : Coefficient des poussées des terres

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \alpha = 1 - \sin 30 = 0.5$$

III) Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H_1} = 0.5 \times 1.5 \times 10 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H_2} = 0.5 (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 54.32 \text{ kN/m}^2$$

On pose l'hypogés que les sollicitations peuvent être calculées avec la formule :

$$q_u = \frac{3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 54.32 + 7.5}{4} = 42.61 \text{ kN/ml}$$

IV) Calcul des sollicitations à l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0.5(17 \times 4.08 + 10) = 39.68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 39.68 + 5}{4} = 31 \text{ kN/ml}$$

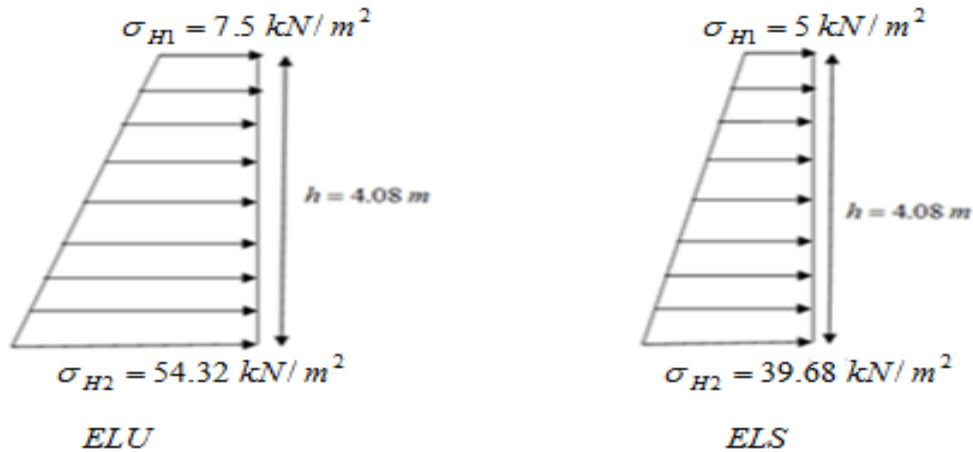


Figure 1: Diagramme des contraintes

V) Ferrailage du voile plaque

+ Méthode de calcul :

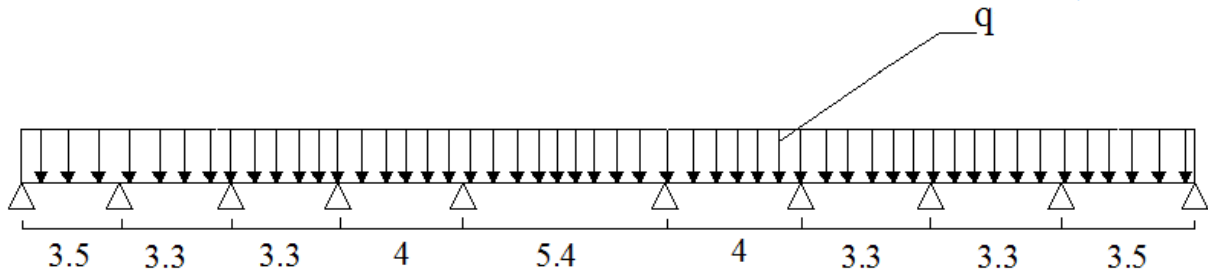
Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé sur les trois autres.

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

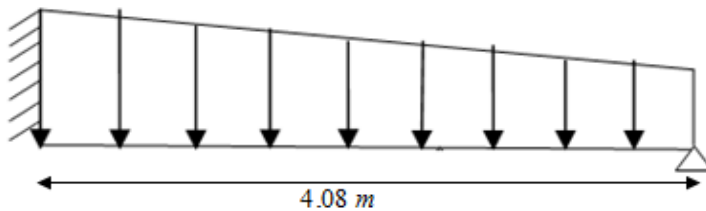
Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

✚ Schémas statiques

1. **sens xx** : ($q_u = 42.61 \text{ kN/ml}$, $q_s = 31 \text{ kN/ml}$)

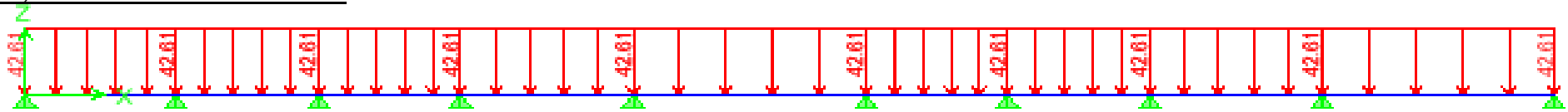


2. **Sens zz** :

**✚ Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS .les résultats sont représentés dans les figures ci-après.

1-a) Dans le sens xx à l'ELU



Chargement de mur plaque

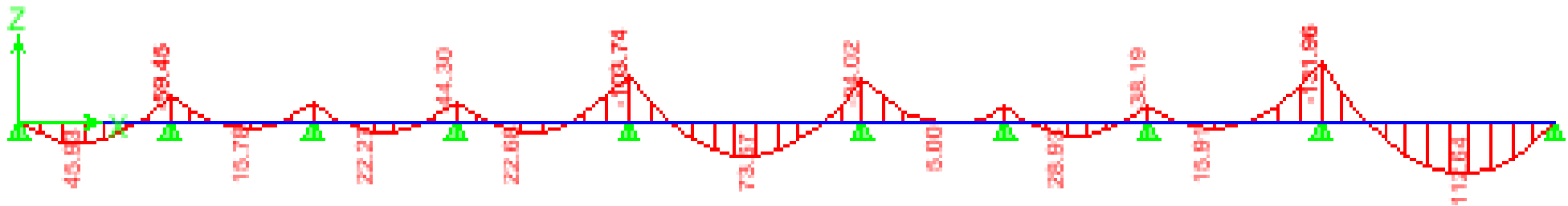
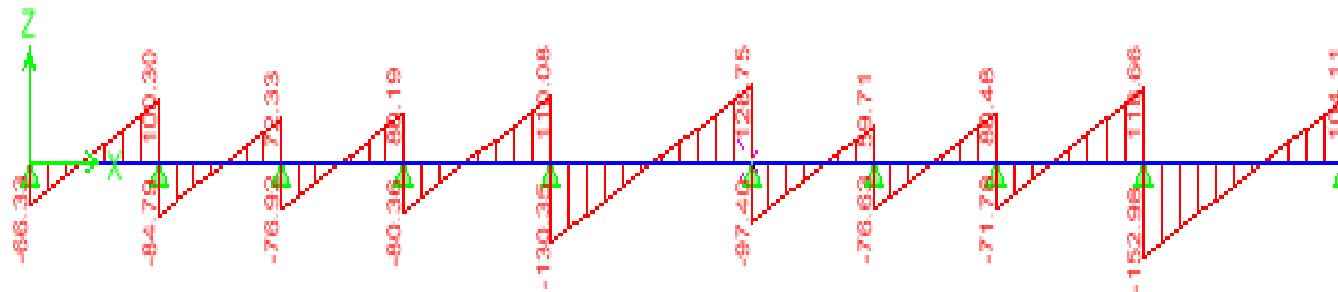
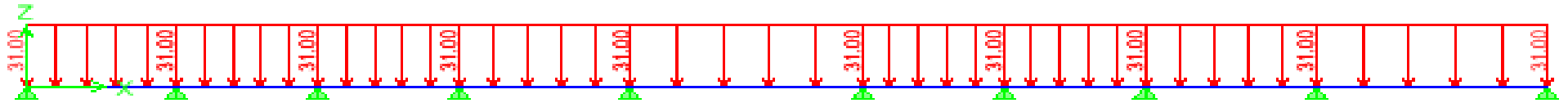


Diagramme des moments

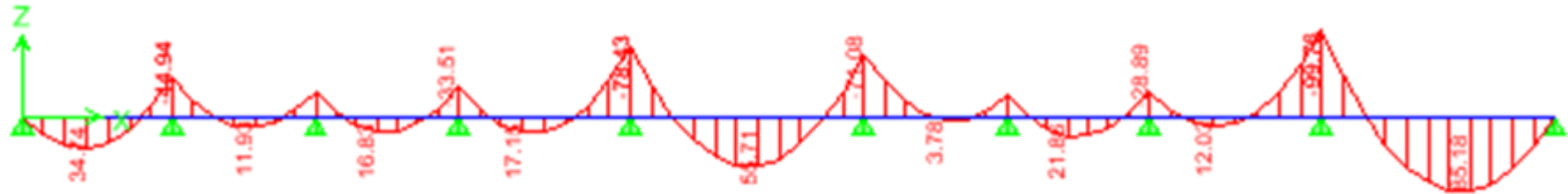


Diagrammes des efforts tranchants

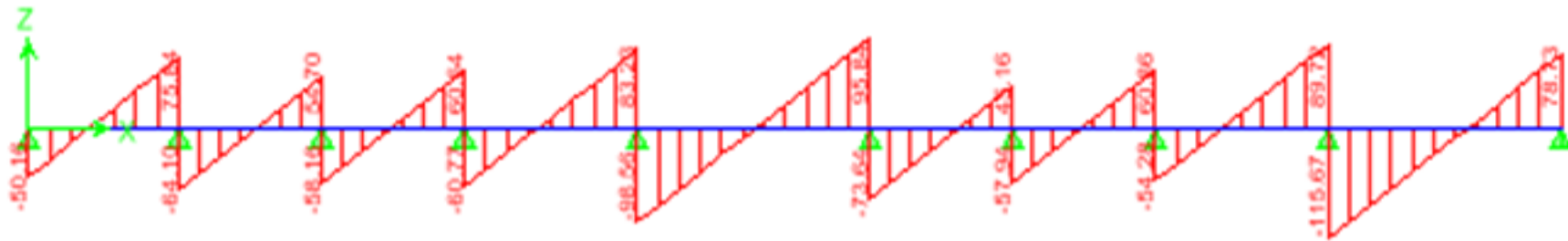
1-b) Dans le sens xx à l'ELS



Chargement de mur plaque

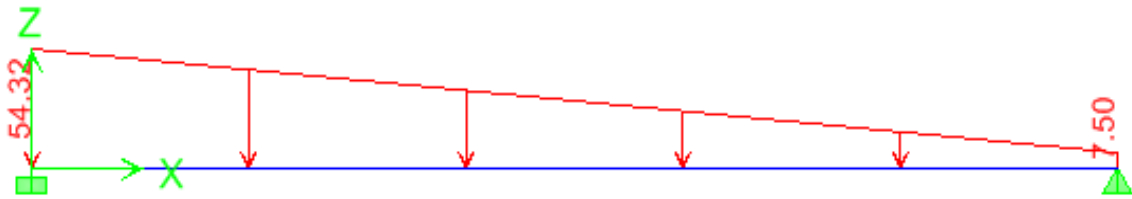


Diagrammes des moments fléchissants



Diagrammes des efforts tranchant

2-a) Dans le sens z-z à l'ELU



Chargement de mur plaque

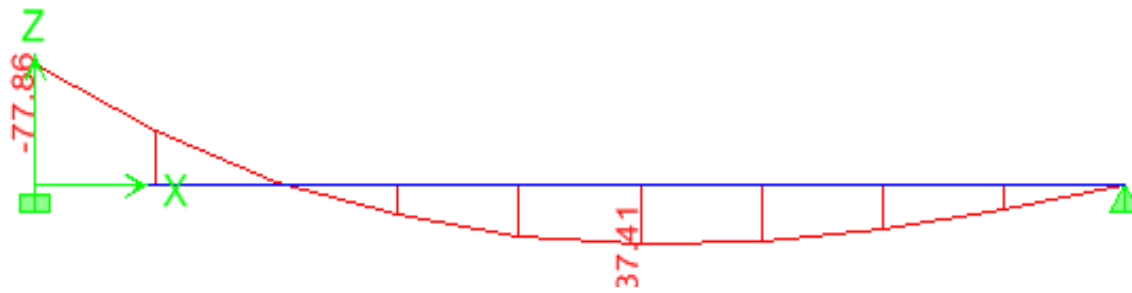
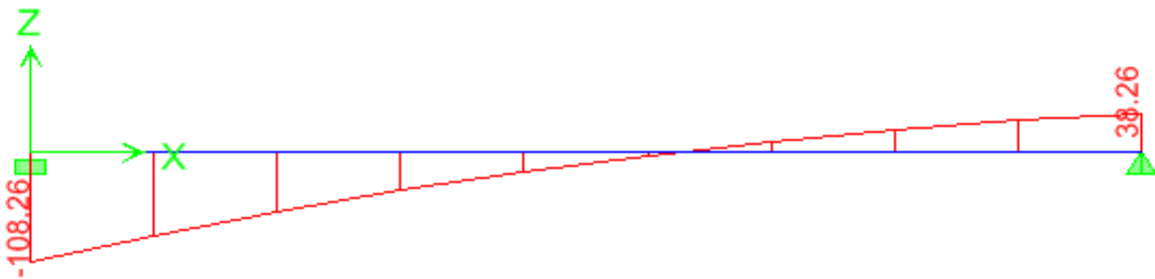
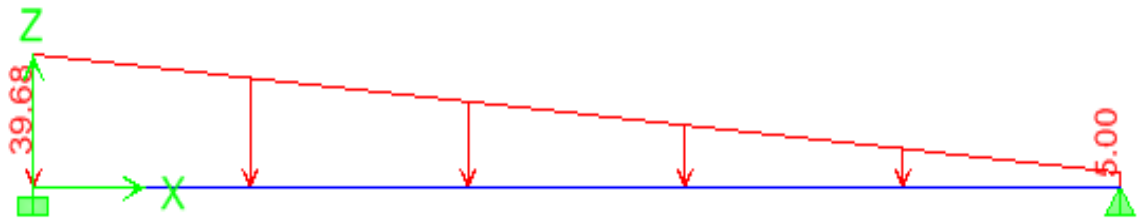


Diagramme des moments

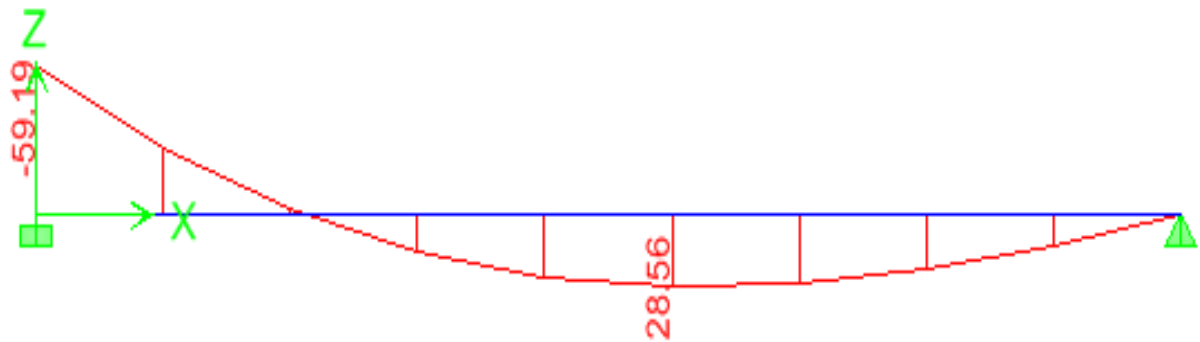


Diagrammes des efforts tranchants

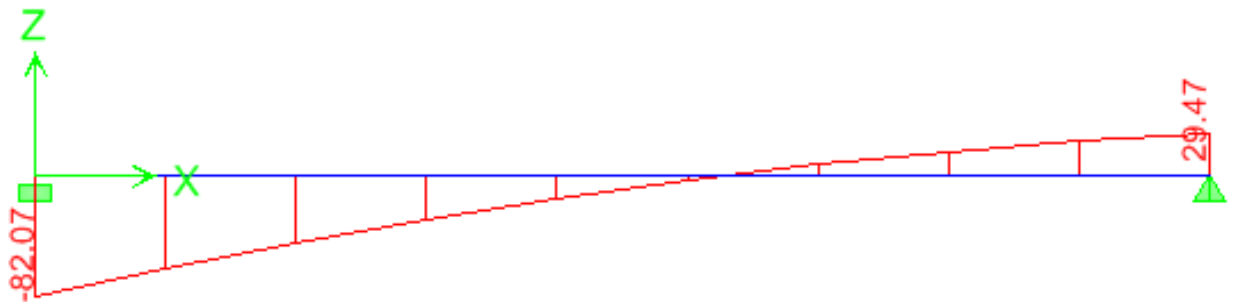
2-b) Dans le sens zz' (ELS)



Chargement de mur plaque.



Diagrammes des moments fléchissants



Diagrammes des efforts tranchants

VI. Ferrailage à l'ELU

a) Armatures longitudinales:

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=20\text{cm}$). On considérant le moment maximal aux appuis et aux travées.

1) Armature dans le sens x-x

✚ En travée : $M_{\max}=112.64 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{112.64 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,244 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,244 \Rightarrow \beta = 0.858$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{112.64 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.858} = 20.9 \text{ cm}^2$$

Soit: **7 HA20=21.99 cm²**;

✚ Aux appuis: $M_{\max}=131.96 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{131.96 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,286 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,286 \Rightarrow \beta = 0.827$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{131.96 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.827} = 25.4 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 20=25.75cm²**

2) Armature dans le sens z-z :

✚ En travée : $M_{\max}=37.41 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.41 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.081 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0.081 \Rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{37.41 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.957} = 6.12 \text{ cm}^2$$

Soit: **7 HA16=14.07 cm²**;

✚ Aux appuis: $M_{\max}=77.86 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{77.86 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.169 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0.169 \Rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{77.86 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.906} = 13.7 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16=14.07 cm²**

VII. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ **Dans le sens xx :**

En travée: $A_{adoptée} = 7HA 20 = 21.99 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{adoptée} = 9HA 20 = 25.75 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Dans le sens zz**

En travée: $A_{adoptée} = 7HA 16 = 14.07 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{adoptée} = 7HA 16 = 14.07 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :(Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{152.98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.849 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

- **Dans le sens xx** : $V_u^{\max} = 152.98 \text{ kN}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec : $\psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{152.98 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1004.8} = 0.94 \text{ MPa}$

$\sum U_i = (7 \times 3.14 \times 20) + (9 \times 3.14 \times 20) = 1004.8 \text{ mm}$

$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

- **Dans le sens zz** : $V_U^{\max} = 108.26 \text{ kN}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec : $\psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{108.26 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 552.64} = 1.21 \text{ MPa}$

$\sum U_i = (4 \times 3.14 \times 16) + (7 \times 3.14 \times 16) = 552.64 \text{ mm}$

$\tau_{se} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres

VIII. Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans les aciers

On doit vérifier que :
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 21.99}{100 \times 18} = 1.22$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\rho = 1.22 \Rightarrow \beta_1 = 0.850$ et $K_1 = 18.33$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{85.18 \times 10^6}{0.850 \times 180 \times 21.99 \times 10^2} = 253.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 253.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{253.17}{18.33} = 13.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.8 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- A_s : section adoptée
- f_e : Limite élastique des aciers
- M_t : Moment maximum a l'ELS
- M_0 : Moment isostatique

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{21.99}{100 \times 18} = 0.0012 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

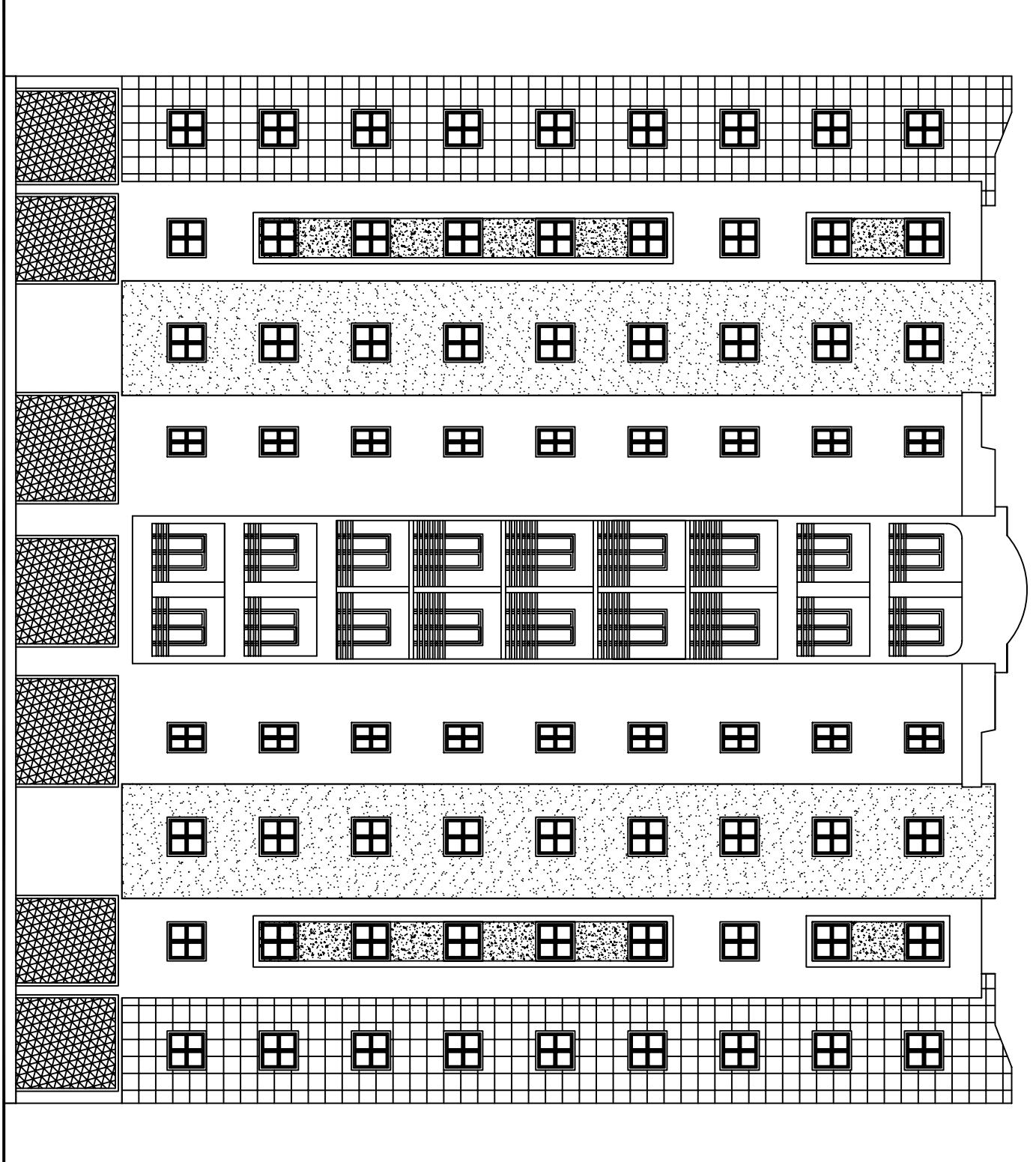
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{85.18}{10 \times 155.3} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

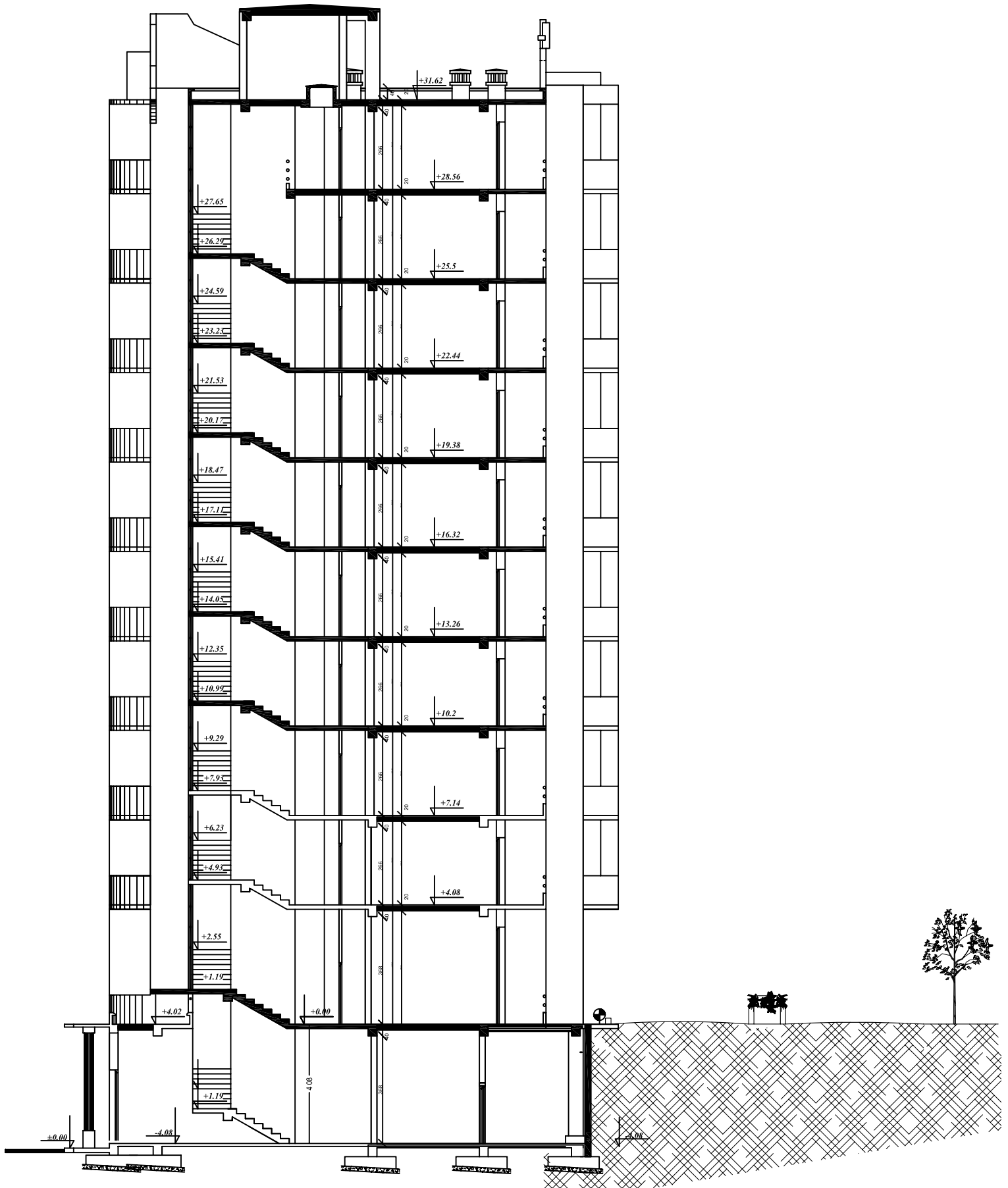
Donc : La vérification de la flèche n'est pas indispensable.

Bibliographie

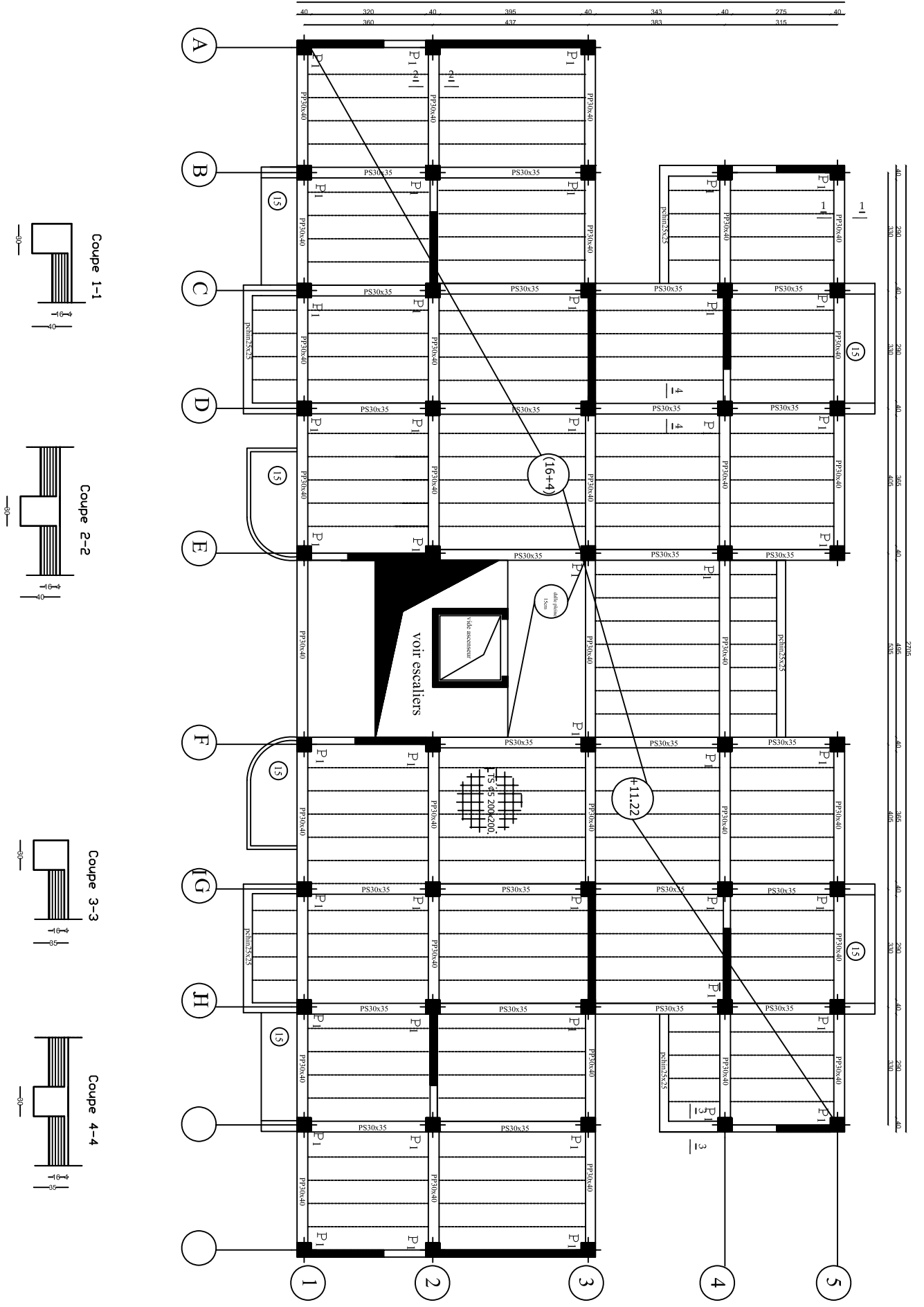
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.
- Calcul des ouvrages en béton armé - M. BELAZOUGUI.
- Conception et calcul des structures de bâtiment - Henry THONIER.
- Formulaire du béton armé T1 et T2 - Victor DAVIDOVICI.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

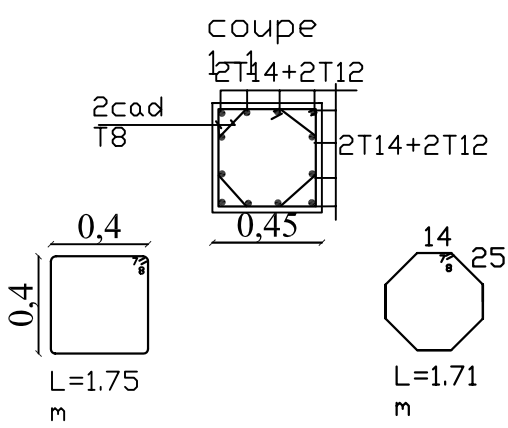
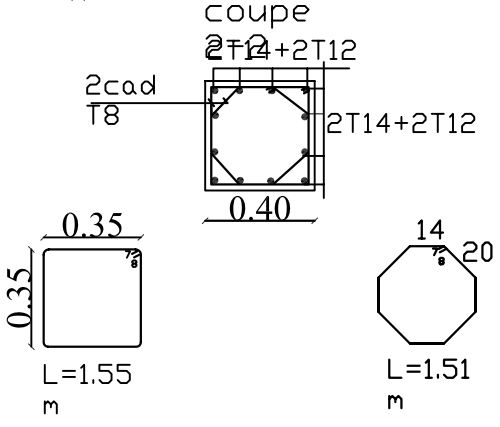
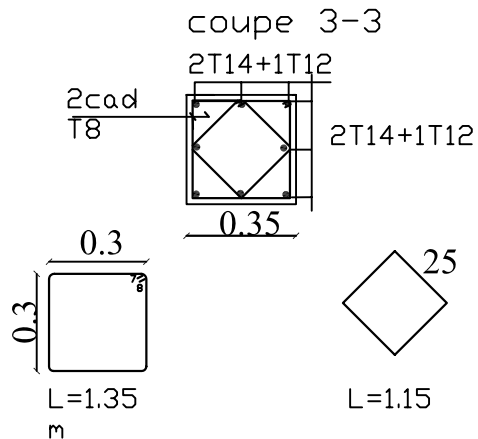
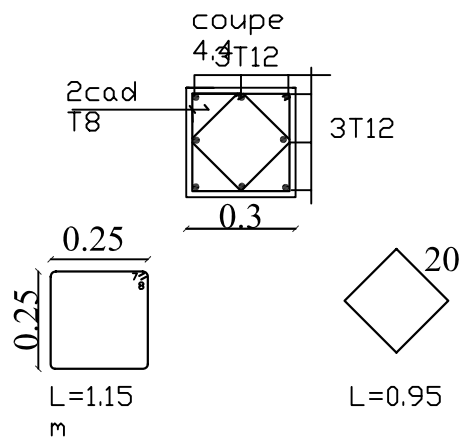
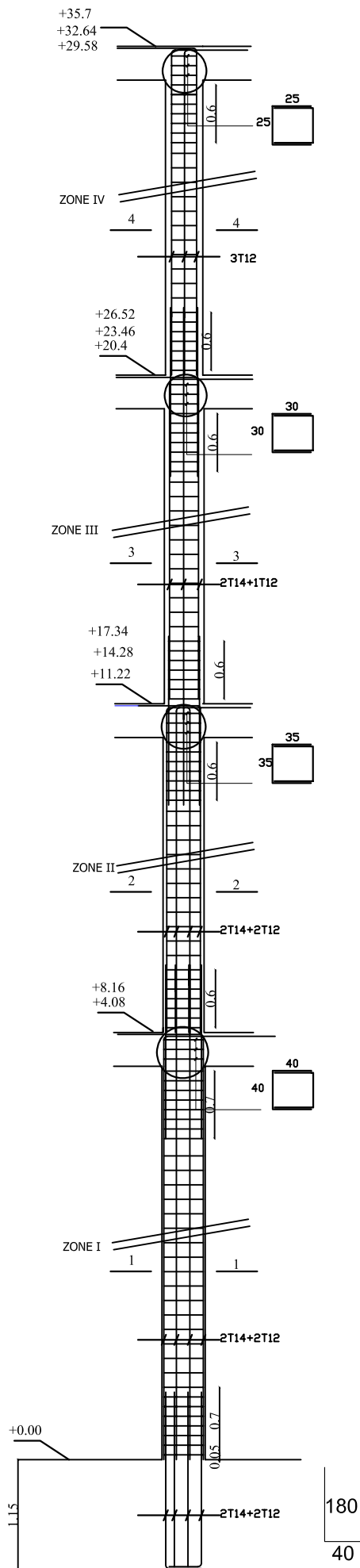
plan de facade



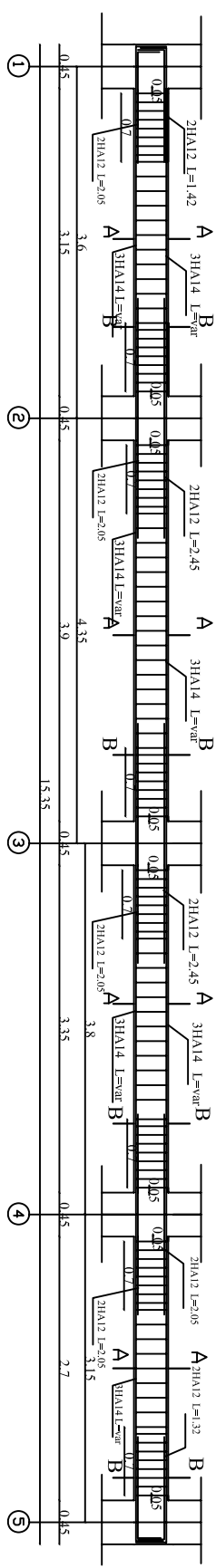
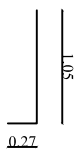
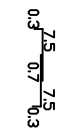


PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE
COURANT



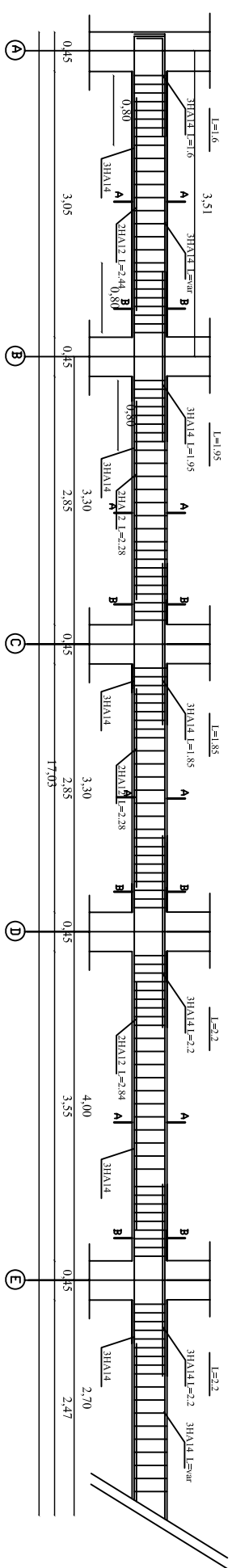
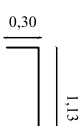
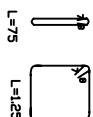
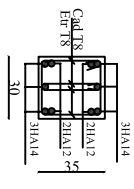
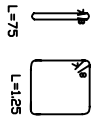
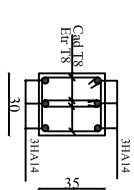


FERRAILLAGE DES POTEAUX



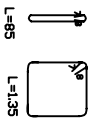
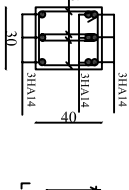
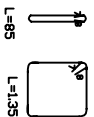
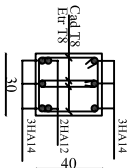
coupe A-A

coupe B-B

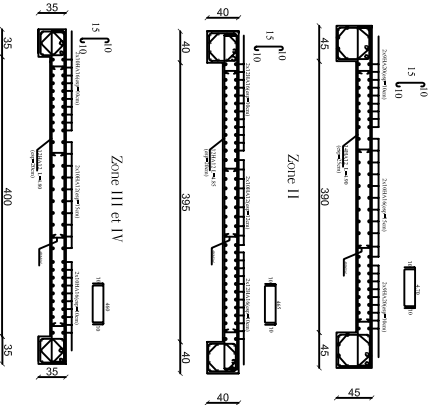


coupe A-A

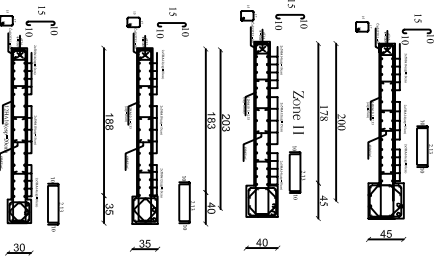
coupe B-B



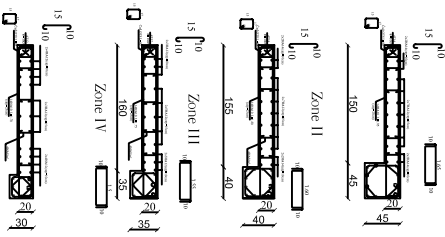
Ferrailage de voile VL3
Zone I



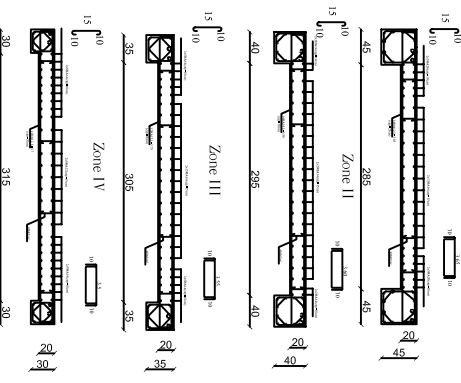
Ferrailage de voile VL1, VL3
Zone I



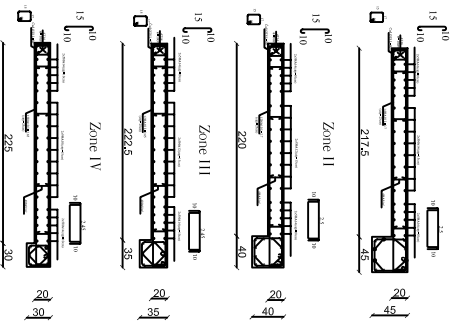
Ferrailage de voile VL6
Zone I



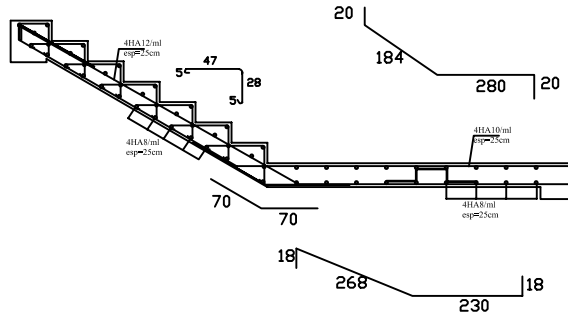
Ferrailage de voile VL2
Zone I



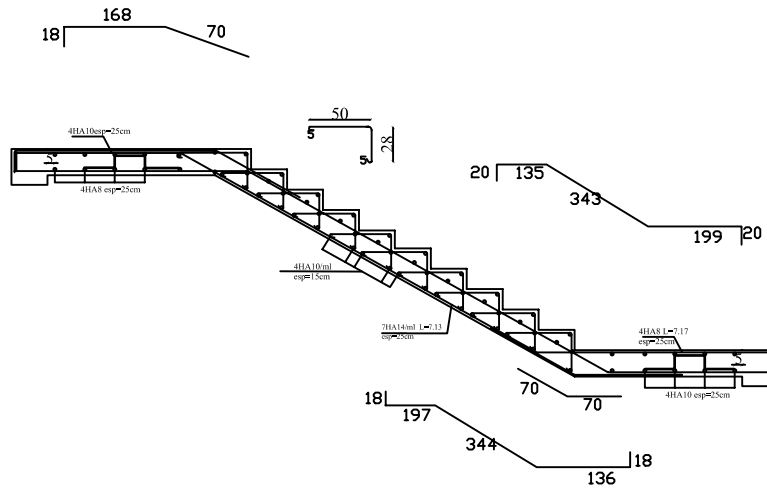
Ferrailage de voile VL7
Zone I



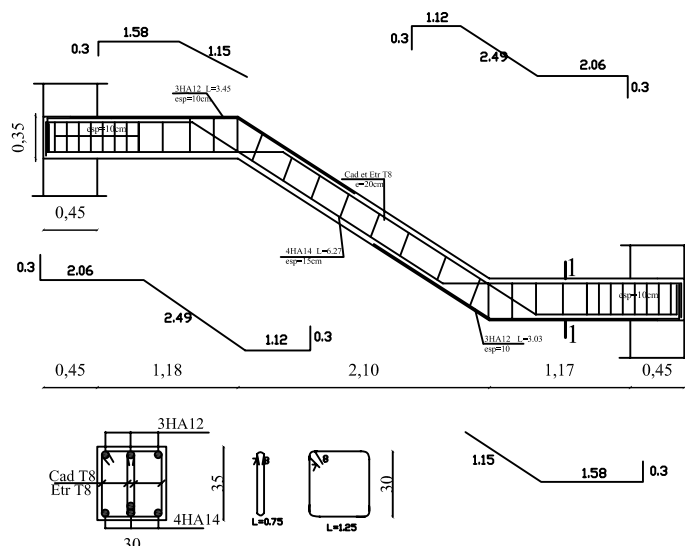
COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1 et V3

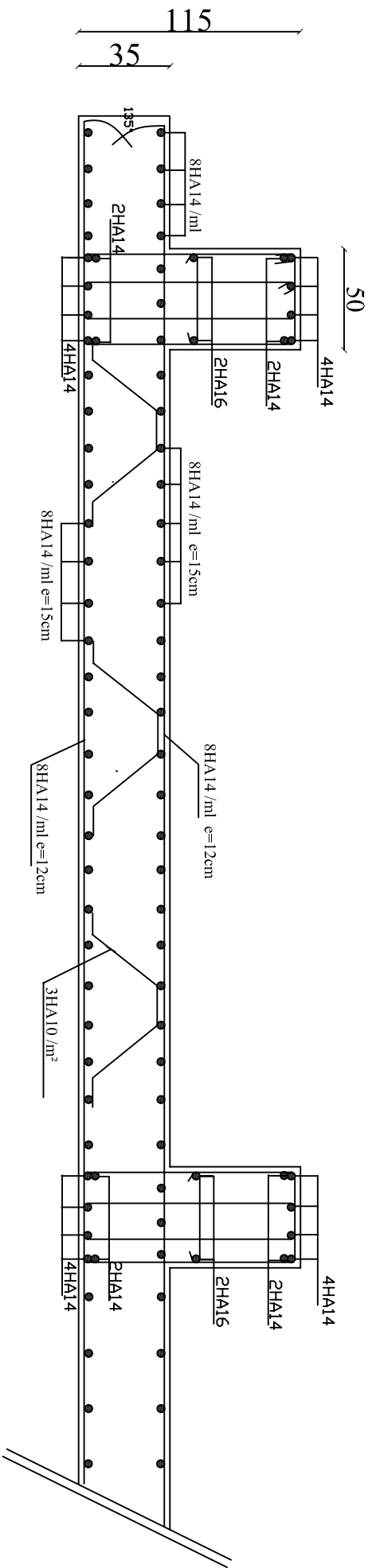


COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V2

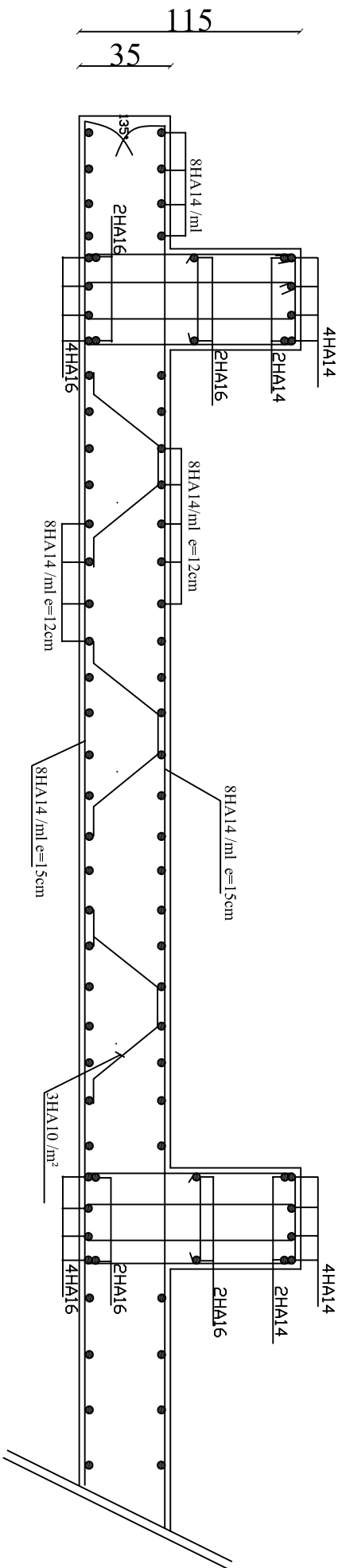


COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE

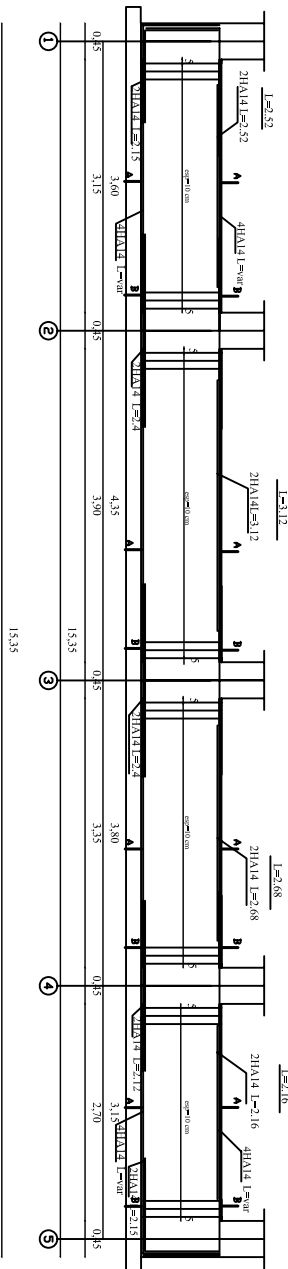




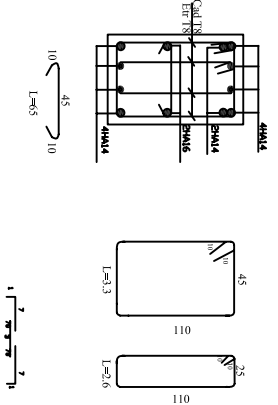
FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL DANS LE SENS Y-Y



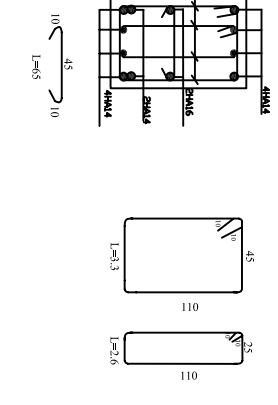
FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL DANS LE SENS X-X



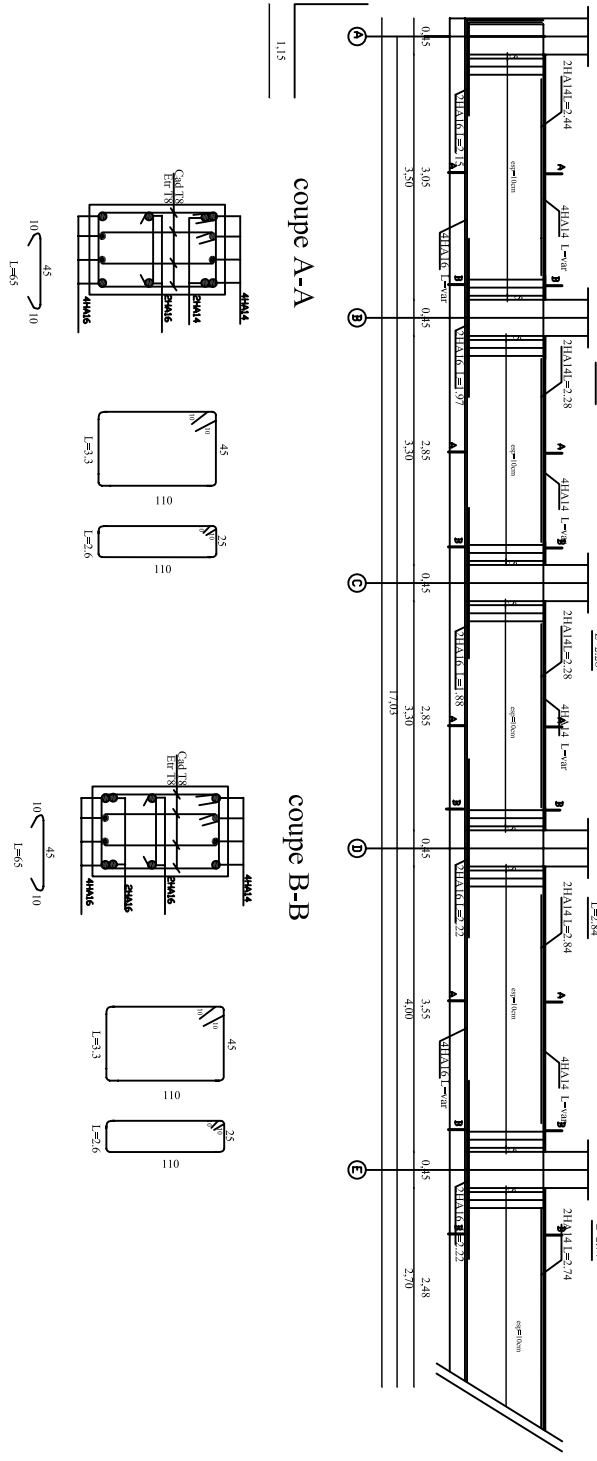
coupe A-A



coupe B-B



coupe A-A



coupe B-B

