

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



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de master 2 en génie civil.
Option : construction civil et industriel.*

THEME

Etude d'un bâtiment (R+5+ S-Sol) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte portiques/voiles avec interaction
Avec application ETABS.



Étudié par: M^r MEDDOUR Ahmed

Dirigé par : M^{me} BELAIDI

Année 2012/2013

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes études.

J'exprime toutes mes profonds reconnaissances à mon encadreur Mme BELAIDI, qui ma témoignée de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, ma transmis sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation

Je tiens à remercier également les membres de jury qui feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin, mes remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.
- ✓ A mes très chers frères.
- ✓ A mes très chères sœurs.
- ✓ A mes neveux et mes nièces.
- ✓ A toute ma famille sans exception.
- ✓ A mes amis Saleh et Mouloud les zoomes et Hocine Lakhal et toute leurs familles
- ✓ A tous mes amis et à tous et ceux qui me connaissent de proche ou de loin.
- ✓ Et, à toute la promotion Génie Civil 2012-2013.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2-11
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1) Les planchers.....	12
II.2) Les poutres.....	13
II.3) Les voiles.....	15
II.4) Les poteaux.....	17
II.5) Descente de charges.....	27
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1) L'acrotère	28-33
III.2) L'escalier.....	34-48
III.3) La poutres palière.....	49-55
III.4) Balcon.....	56-60
III.5) Plancher.....	61-77
Chapitre IV : Exigences du RPA	78-94
Chapitre V : Ferrailage des poutres	97-109
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux	110-123
Chapitre VII : Ferrailage des voiles :	124-133
Chapitre VIII : Ferrailage de voiles périphérique :	134-141
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure :	142-163
• Annexe	164-178
• Conclusion générale	
• Bibliographie	

Introduction générale



Introduction

Mon Projet de fin d'études porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un (R+5+Sous sol) à usage multiple. Le choix de cet édifice pour ce projet a été motivé par les nombreuses contraintes d'étude dues aussi bien à la région, au site qu'à son architecture.

L'objectif final du projet est de me mettre en situation réelle d'ingénieur ayant des contraintes physiques, esthétiques et économiques à respecter afin d'acquérir méthode et rigueur. Analyser des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifiés, tel est le but que j'ai fixé.

Pour cela les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir

Le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et

le règlement du béton aux états limites (BAEL 91 modifiée 99). C'est dans cette voie que j'ai essayé de mener mon travail.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



I-1)-INTRODUCTION :

Le cycle de formation en génie civil étant arrivé à son terme et dans le but de concrétiser les connaissances acquises, nous avons choisit l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment, qui doit être calculé pour assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût. Pour cela nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/ modifié 2003) et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et le calcule de l'élément résistant d'un bâtiment (R+5+Sous Sol) à usage d'habitation et commercial, à ossature mixte (portiques et voiles)

I. 2 Données du site :

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, classée de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99/ version2003.La contrainte admissible évaluée par le laboratoire de géotechnique spécialisé est : $\sigma = 2$ bars.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total du bâtiment.....	22.44 m
Longueur total du bâtiment.....	28.00m
Largeur total du bâtiment.....	18.30 m
Hauteur du SS.....	4.08 m
Hauteur du RDC.....	3.06 m
Hauteur d'étage courant.....	3, 06 m
Hauteur de l'acrotère	0.70 m

I.3.1. Les éléments composant la superstructure :

a) Ossature du bâtiment :

L'immeuble est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- D'un Ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b) L'Acrotère :

C'est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

c) Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux servant à supporter leurs poids propre et les surcharges et dont le rôle consiste à limiter les étages et améliorer l'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées sur place disposées suivant le sens de la petite portée.

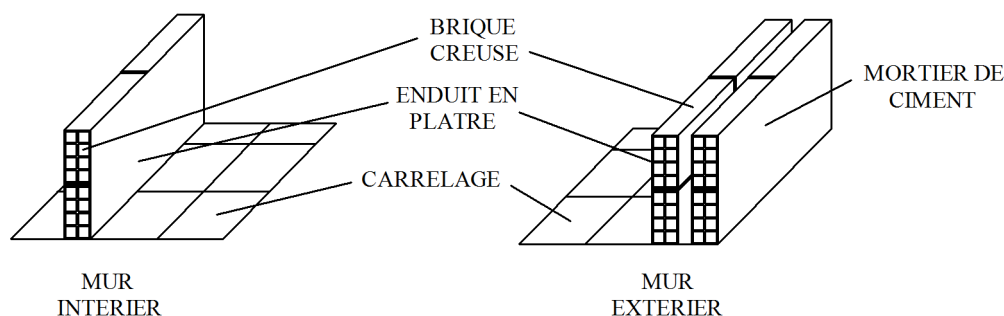
d) Escaliers

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier. Le coulage s'effectuera sur place .

e) La maçonnerie :

Les murs seront réalisés comme suite :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.)



f) les balcons :

Le bâtiment comporte un seul type de balcon en corps creux.

g) Revêtement :

- **Revêtement intérieur :**

Du plâtre et enduit pour les cloisons, les voiles et les plafonds.

La faïence pour les mures de cuisines et les salles d'eau.

Le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.

- **Revêtement extérieur :**

Un mortier de ciment pour les mures de façades.

h) Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

i) terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liege ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

g) Les fondations :

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble

I.4 Réglementation :

L'étude se fera en respectant des règlements tel que :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91, modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- le règlement parasismique algérien (RPA 99, modifié en 2003)
- Documentation technique réglementaire (DTR).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés:

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau obtenu par un mélange de sable, gravier et ciment en présence d'eau.

Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités requises pour son utilisation.

➤ **La résistance caractéristique du béton à la compression:(B.A.E.L.91 Art 2-1-11)**

Le béton confectionné doit être soumis à un contrôle rigoureux selon les règles B.A.E.L.91 ou définie à 28 jours d'âge.

Pour notre projet, elle est égale $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Avec f_{cj} : la résistance du béton à l'âge de ((j)) jours.

➤ **J < 28**

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

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

➤ **J > 28**

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} .$$

Avec f_{cj} : la résistance du béton à l'âge de ((j)) jours.

➤ **L a résistance caractéristique du béton à la traction : (B.A.E.L91 Art2-1-12).**

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{i28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte limite du béton :**

➤ **Etats limites :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur .on distingue deux types de l'état limite :

• **1) L'état limite ultimes (E.L.U.) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa} . \quad (\text{B. A. E. L 91 Art4.3.41})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges

$\theta=1$ lorsque $t > 24h$.

$\theta=0,9$ lorsque $01h < t < 24h$.

$\theta=0,85$ lorsque $t < 01h$

✓ **diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure

Fig.I.1. :

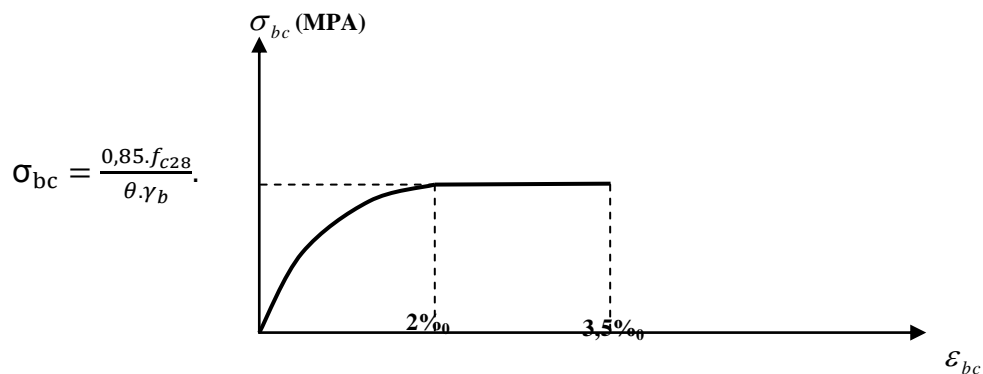


Fig.I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.U

• **2) Etat limite de service E.L.S :**

Dont le déplacement compromettrait le bon comportement en service de la construction ou sa stabilité, ces états correspondent en pratique :

- à la valeur limite à la compression du béton.
- à la valeur limite d'ouverture des fissures.
- à la valeur limite des déformations acceptables pour les éléments de la construction.

La contrainte de compression doit être au plus égale à : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

A L'E.L.S : le béton considéré comme élastique et linéaire.

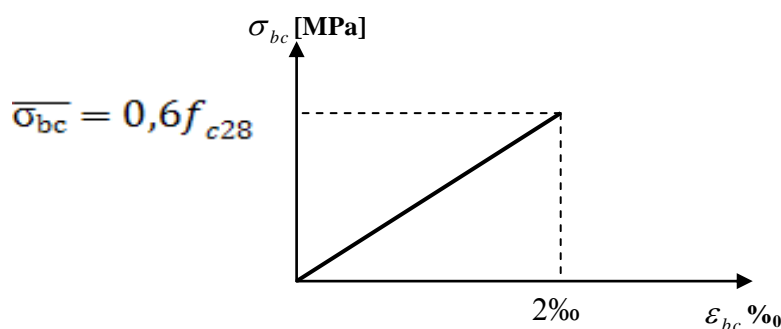


Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.

✓ **contraintes tangentes conventionnelles :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.S.)

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

- **Fissuration peut nuisible.**

$$\zeta_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\zeta_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

A.) Module de déformation longitudinal (Art 2.1.2.-B.A.E.L.91)

A-1.Module de déformation instantané :

Définit pour des contraintes appliquées durant moins de 24 heure et donnée par :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPA (Art 2.1.21 B. A. E. L91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA}$

A-2.Module de déformation différée :

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte de retrait et de fluage de béton, il est égale à 1/3 du module de déformation instantané et donnée par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPA (Art 2.1.22 B. A. E. L91)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPA}$

B.) Le module de déformation transversal :

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

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

E : module du Young.

u : coefficient de poisson.

- **Le coefficient de poisson** : $\ll \nu \gg$

Il est défini par le rapport :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversal } (\epsilon_t)}{\text{déformation longitudinal } (\epsilon_l)}$$

Pour le béton ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

$\nu = 0,2$: à L'E.L.S.

$\nu = 0$: à L'E.L.U (Art.2.18.B.A.E.L.91)

I.5.2. Aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même –c'est –à-dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de trois types d'acier.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Fe(MPA) Limite d'élasticité	Résistance à la rupture
En barre	Haute adhérence	HA	400	480
Acier en treillis	Treillis soudés TLE520($\Phi < 6\text{mm}$) ($\Phi = 4\text{mm}$)	TS	520	550

➤ 1) Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement $E_s = 2 \times 10^5$ MPA (Art A-2.2 ,1-B.A.E.L91)

Ou $E_s = 2 \times 10^6$ bar avec un ; $\nu = 0,3$

Dont ν : coefficient de poisson ;

$\nu = 0$ (à ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ (à ELS) pour le calcul des déformations.

➤ 2) contrainte limite dans les aciers (Art A-4,3.1-B.A.E.L91)

- **Etat limite ultime :**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\bar{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

Avec :

f_e : La limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

✓ Diagramme contraintes déformation de l'acier :

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul (σ_s) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

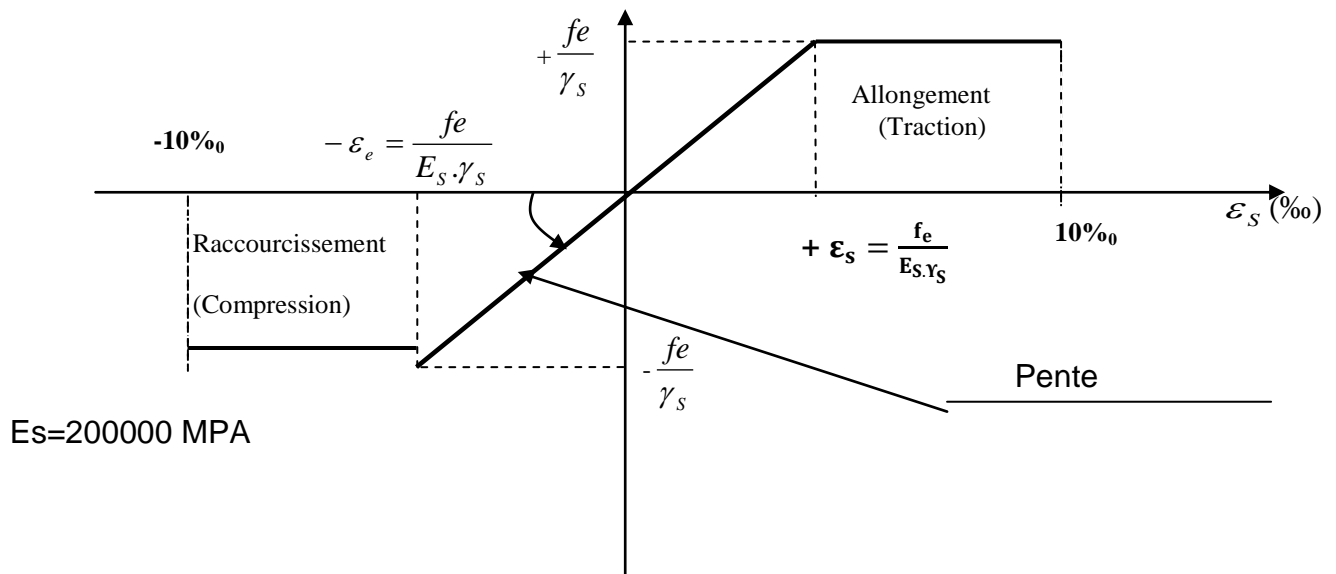


Fig I-3 Diagramme contraintes –déformation dans les aciers

• Etat limite de service :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$

➤ Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

➤ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisse et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

➤ **3) Protection des armatures :(BAEL91/A.7.1)**

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

- C 5 ≥ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C 3 ≥ cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (canalisation, réservoirs, tuyaux,)

- $C = 1 \text{ cm}$ pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

pré-dimensionnement des éléments



Introduction

Après avoir définis les caractéristiques de notre ouvrage nous passons dans ce chapitre au prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et en fin les voiles.

II.1-Les planchers :

II.1. Corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée et leurs fonctions essentielles :

- 1/ La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- 2/ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- 3/ L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 470 - 35 = 435 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{435}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$$

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

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 5cm

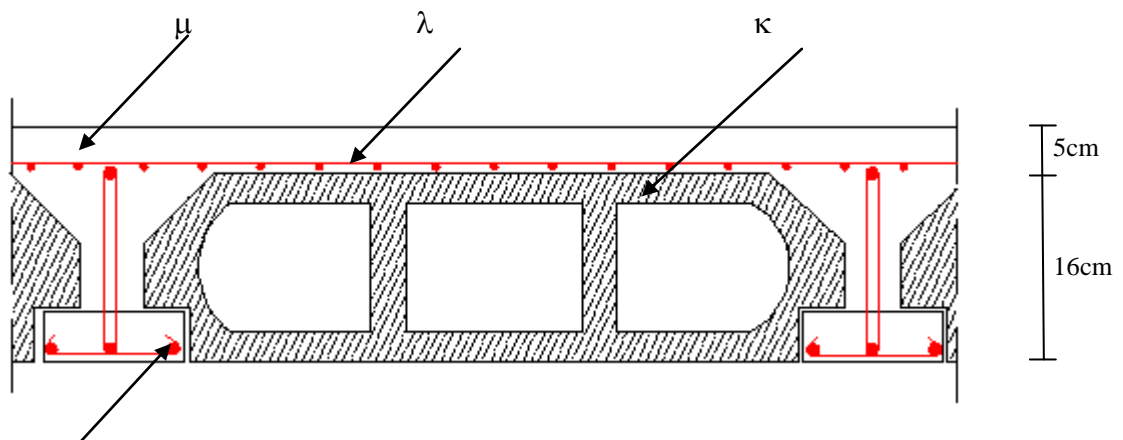


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher

φ - Poutrelle
κ - Corps creux

λ - Treillis soudé
μ - Dalle de compression

II.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

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

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

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

1. Poutres principales :

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

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm} ;$$

On opte pour : h = 40 cm

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour : b = 25 cm .

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1,4 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées. }$$

Section adoptée :

Poutres principales Pp : \Rightarrow (25x40) cm²

2/ Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm} ;$$

On opte pour : h = 35cm

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} ;$$

On opte pour : b = 25cm

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \quad \boxed{30 \text{ cm}} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres secondaires Ps : $\longrightarrow (25 \times 35) \text{ cm}^2$

Conclusion :

les sections adoptées sont :

Poutres principales : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires: $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA 99 [Art 7.7.1] ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante:

Avec : e_p : épaisseur des voiles $L \geq 4$
 L : portée minimale des voiles. $e_p \geq 15 \text{ cm}$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité aux extrémités.

Avec : $h_e = h_{e_{\max}}$ = hauteur libre maximale de l'étage $\longrightarrow h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$.

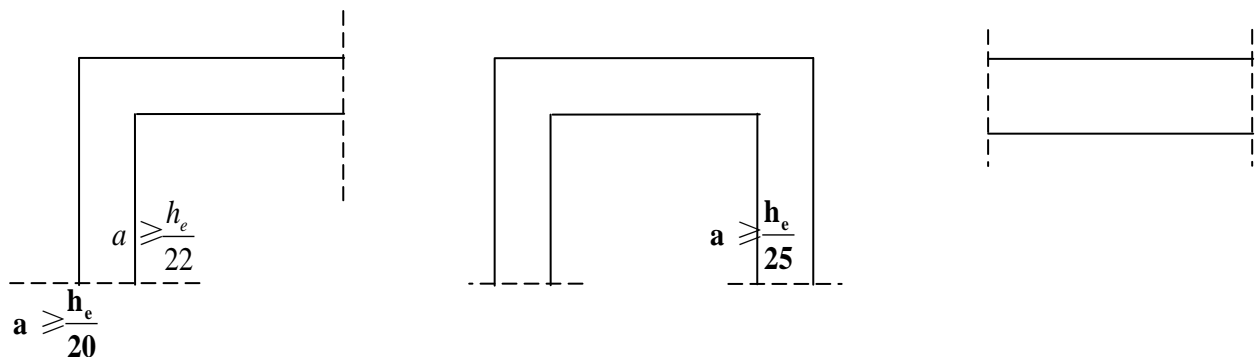


Figure II.2 : Coupes des différents voiles.

- L'épaisseur du voile « e » :

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

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{285}{20} = 14,25 [\text{cm}] \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } e = 20 [\text{cm}]$$

- Largeur du voile :

les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition : $l \geq 4e$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 [\text{cm}] \quad \Longrightarrow \quad L > 80 [\text{cm}] \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : L : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

II.4. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau la plus sollicitée. Cette

Section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc} \quad \text{Avec : } N = G + Q$$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}].$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent

Satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h_1) = 25 cm. \longrightarrow	En zone I et IIa
- Min (b_1, h_1) = 30 cm. \longrightarrow	En zone III et IIb
- Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$	}
On prend $h=40\text{cm}$; $b=35\text{cm}$	
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.	

L'effort normal N_s est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.1.4.1 Détermination des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

1.1. Les planchers :

a) Plancher terrasse :

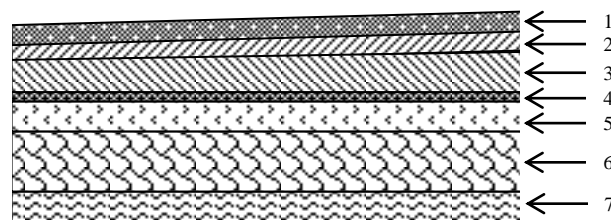


Figure II.3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,1
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,21	-	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Total	/	/	5,39

Tableau II.1 : Poids du plancher terrasse.

b) Plancher d'étage courant et autre :

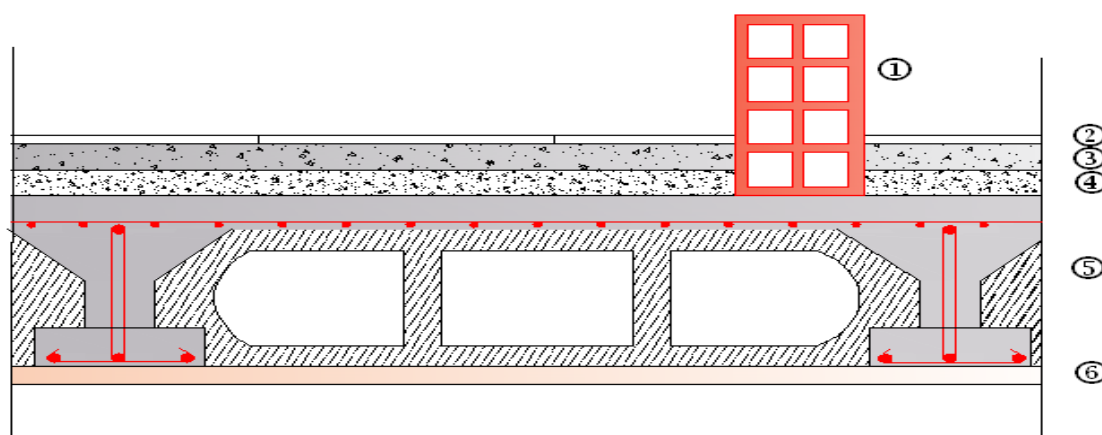


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]

1	Cloison en brique creuse	0,1	-	0,90
2	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	22	0,44
5	Plancher en corps creux (16+4)	0,21	-	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0,02	10	0,20
		G Total		5,38

C)- Les murs : Murs extérieurs et murs intérieurs :

1) Murs extérieurs :

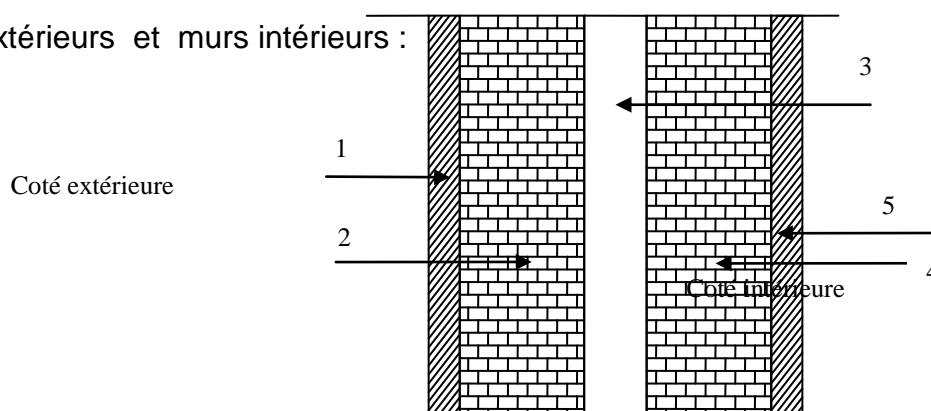


Figure II.5 : Coupe transversale du mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.025	0,45
2,4	Brique creuse	2x0.1	1,80
3	Lame d'air	0,05	/
5	Enduit de plâtre	0.025	0,25
	Total		2,5

2) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

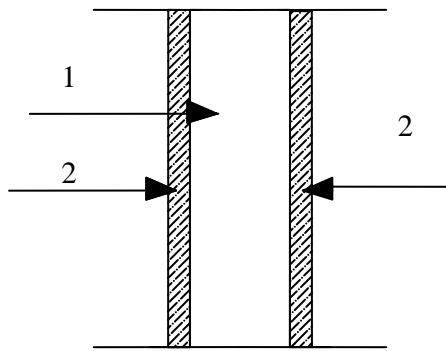


Figure II.6 : Coupe transversale du mur intérieur (brique de 10 cm d'épaisseur)

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	0,1	0,90
2	Enduit de plâtre	2. 0,02	0,4
	Total	/	1,3

1.3. L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre

$$G = \left[(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \left(\frac{0,03 \times 0,2}{2} \right) \right] \times 25 ; \text{ donc } G = 1,675 \text{ KN/m}^2$$

2. Les surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse.....Q = 1.00 KN/m² 3
- Plancher étage courant.....Q = 1.50 KN/m² 7
- Escaliers desservants les différents étages.....Q = 2 N/m².
- S-sol à usage commercial..... Q = 2.5 KN/m²
- Balcons..... Q=3,5KN/m²
- l'acrotèreQ=1,0KN/m²

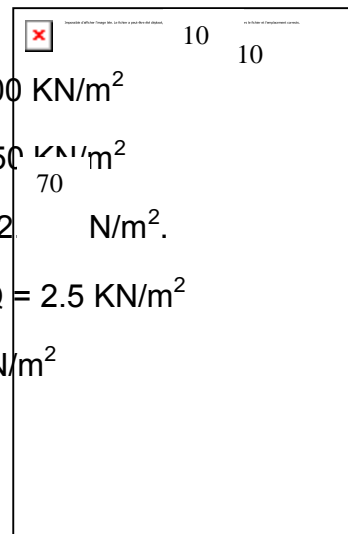


Figure II.7 : Dimensionnement de l'acrotère.

II.5.Descente de charges :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

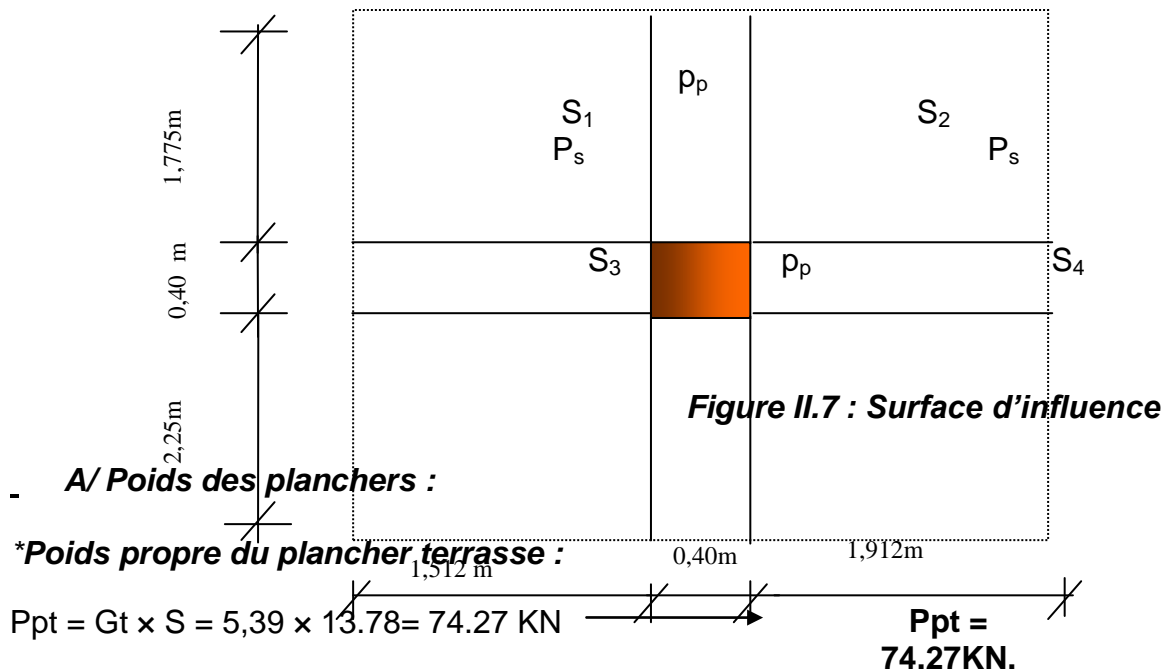
II.5.1 Charges et surcharges revenant au poteau F6 :

A-Surface d'influence:

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{plancher}} = (2.6838 + 3.3938 + 3.402 + 4.302) = 13.78 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{plancher}} = 13.78 \text{ [m}^2\text{]}$$



***Poids propre du plancher étage courant et autre :**

$$P_{pc} = G_c \times S = 5,38 \times 13,78 = 74,13 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{pc} = 74.13 \text{ KN}}$$

B/ Poids des poutres

Poutres principales :

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,40 \times 4,70) \times 25 = 11,75 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{pp} = 11.75 \text{ KN.}}$$

Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,35 \times 4) \times 25 = 8,75 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{ps} = 8.75 \text{ KN}}$$

Poids total des poutres :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 11,75 + 8,75 = 20,50 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_t = 20.50 \text{ KN}}$$

C/ Poids des poteaux :

- Sous-sol :

$$P_s = (0,40 \times 0,40 \times 4,08) \times 25 = 16,32 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_t = 16.32 \text{ KN}}$$

- Etages courants et RDC:

$$P_E = (0,40 \times 0,40 \times 3,06) \times 25 = 12,24 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_t = 12.24 \text{ KN}}$$

D/ Surcharges d'exploitations :

- La surface d'influence $\longrightarrow S = 13,78 \text{ [m}^2\text{]}$

- plancher terrasse $\longrightarrow Q_0 = 1 \times 13,78 = 13,78 \text{ [KN]}$

- plancher d'étages courants	→	$Q = 1,50 \times 13,78 = 20.67 \text{ [KN]}$
-Plancher RDC	→	$Q = 1,50 \times 13,78 = 20.67 \text{ [KN]}$
-Planchers sous-sol	→	$Q = 2,5 \times 13.78 = 34.45 \text{ [KN]}$
-Plancher balcon	→	$Q = 3,5 \times 13.78 = 48.23 \text{ [KN]}$

II.5.2 Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

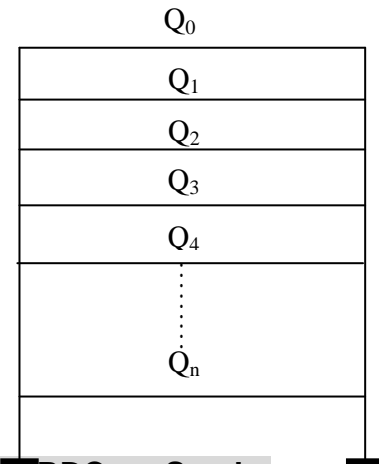
$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	1	2	3	4	5	RDC	S-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75



Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 13.78 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13.78 + 20.67 = 34.45 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13.78 + 0,95(2 \times 20.67) = 53.05 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.78 + 0,90(3 \times 20.67) = 69.58 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.78 + 0,85(4 \times 20.67) = 84.05 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.78 + 0,80(5 \times 20.67) = 96.46 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.78 + 0,75(34.45 + 5 \times 20.67) = 117.13 \text{ [KN]}$$

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \dots \quad (1)$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots \quad (2)$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots \quad (3)$$

Vérification :

1-Poteaux du sous-sol de section (35*40) :

$$\text{Min } (35, 40) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \dots \quad (1)$$

Condition
Vérifiée

$$\text{Min}(35,40) = 35\text{cm} \geq h_e/20; \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$1/4 < 35/40 = 0.875 < 4 \quad \dots\dots\dots (3)$$

2-Poteaux du rez-de-chaussée et étages courants de section (35*35) :

$$\text{Min}(35,35) = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Min}(35,35) = 35\text{cm} \geq h_e/20; \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$1/4 < 35/35 = 1 < 4 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Condition
Vérifiée

Les sections adoptées :

(35*40) cm² : pour le sous-sol et le RDC

(35x35) cm² : pour le reste des étages

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

*Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.

*Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($i = (I/B)^{1/2}$)

B : Section transversale du Poteau ($B = h \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$$

Vérifications :

Poteau du plancher sous-sol (35*40) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 300}{35} = 18,18$$

$$l_{\text{max}} = 18.18 < 50$$

Condition
Vérifiée

Poteaux du rez-de-chaussée et étage courant de section (35*35):

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 18,55$$

$l_{\max} = 18.55 < 50$

Condition
Vérifiée

***Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le Flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments



III.1.Calcul de l'acrotère :

III.1.1.Introduction :

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

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

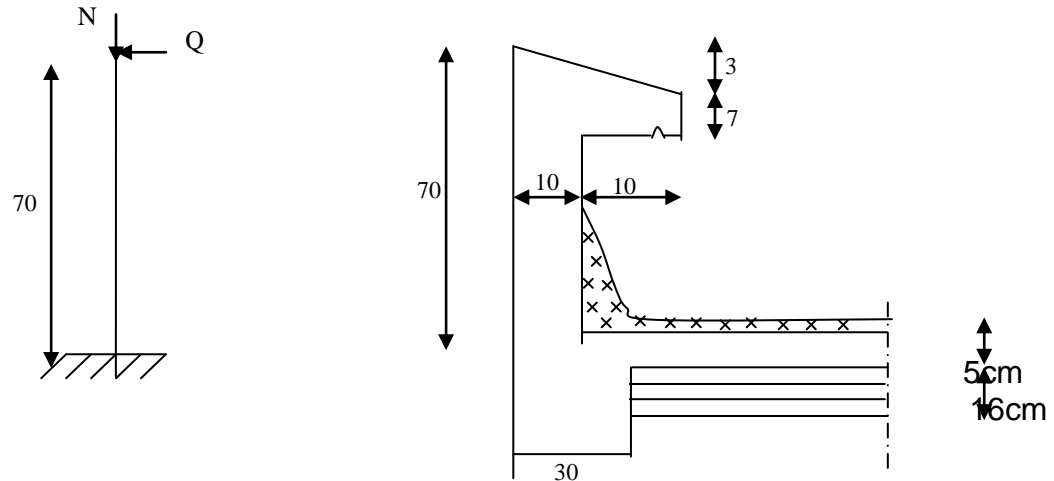


Fig.III.1.1 Coupe transversale de l'acrotère

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

III.1.2. Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : $G=1,675 \text{ KN/ml}$

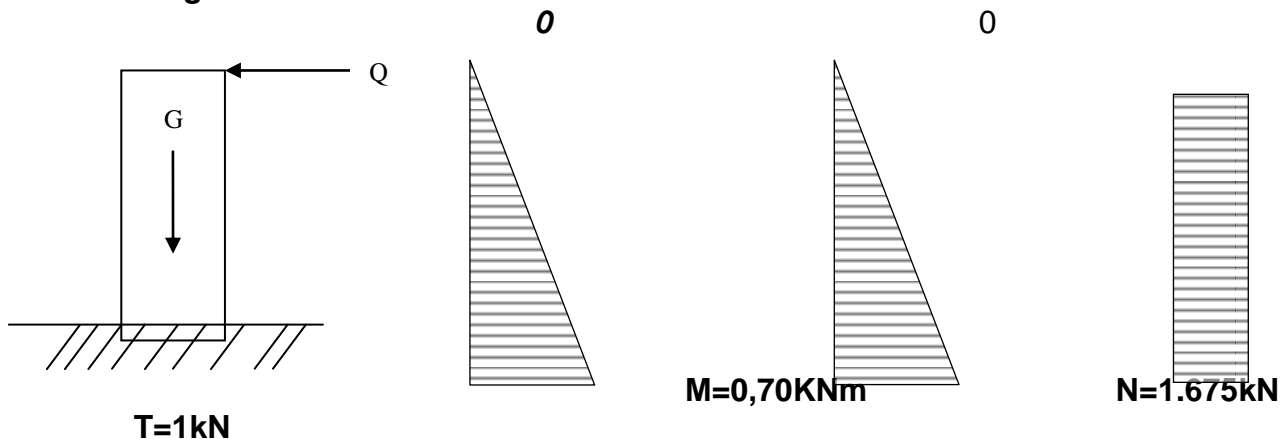
Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dus au poids propre G : $N=G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0,70 \text{ KN m}$

Diagrammes des efforts :



**Diagramme des moments
des efforts**

Diagramme de l'effort

Diagramme

Fléchissant $M = 0.70 \text{ kNm}$
tranchants $T = 1 \text{ kN}$

normal $N = 1.675 \text{ kN}$

III.1.3. Combinaison des charges :

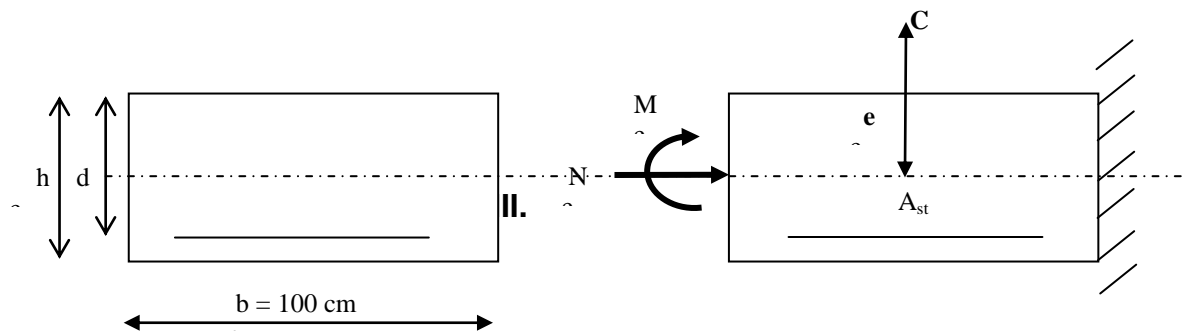
A L'ELU : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ kN}$ (du à G)
 $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,7 = 1.05 \text{ kN.m}$ (du à q)

A L'ELS $N_s = 1.675 \text{ kN}$
 $M_s = M = 0,70 \text{ kN.m}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:

Calcul des armatures à L'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :
 Renversement «M».



III.1.2. Schéma de calcul de l'acrotère

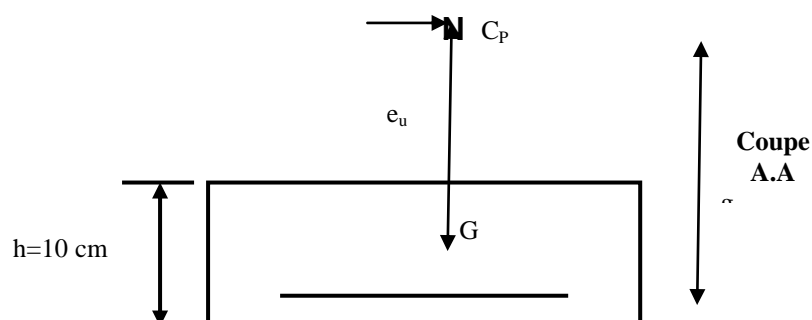
➤ Position de centre de pression

$$e_x = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05 \times 10^2}{2,261 \times 10^2} = 46.43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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



➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2,261 \times (0.4643 + 0.1/2 - 0.02) = 1.079 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.079 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0.0118$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A'_s = 0$

$$\mu_b = 0,0118 \Rightarrow \beta = 0,995$$

• **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1079}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.389 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.389 - \frac{2.261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.324 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérifications :

a) condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)

Par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_s et N_s) :

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

$$e_s = M_s / N_s \quad ; e_s = 1.675 / 0.7 = 2.39$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} (e_s - 0.445 d / e_s - 0.185 d)$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} (2.39 - 0.445 \times 8 / 2.39 - 0.185 \times 8)$$

$$A_{\min} = 0,966$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s = 0,324 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit; } A_r = 4\text{HA}6 / \text{ml}$$

Avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{8 \times 100} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

c) vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec :} \quad \tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : 4 \times \Phi \times 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

Conclusion

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

d) vérification à L'ELS :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{226,67 ; 301,63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 8} = 0.207 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0184$$

$$\sigma_s = \frac{700}{0.920 \times 7 \times 2,01} = 54,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$$

La condition est vérifiée.

e) vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIb, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$
(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

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

w_P : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,675 kN.

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN}$

L'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable

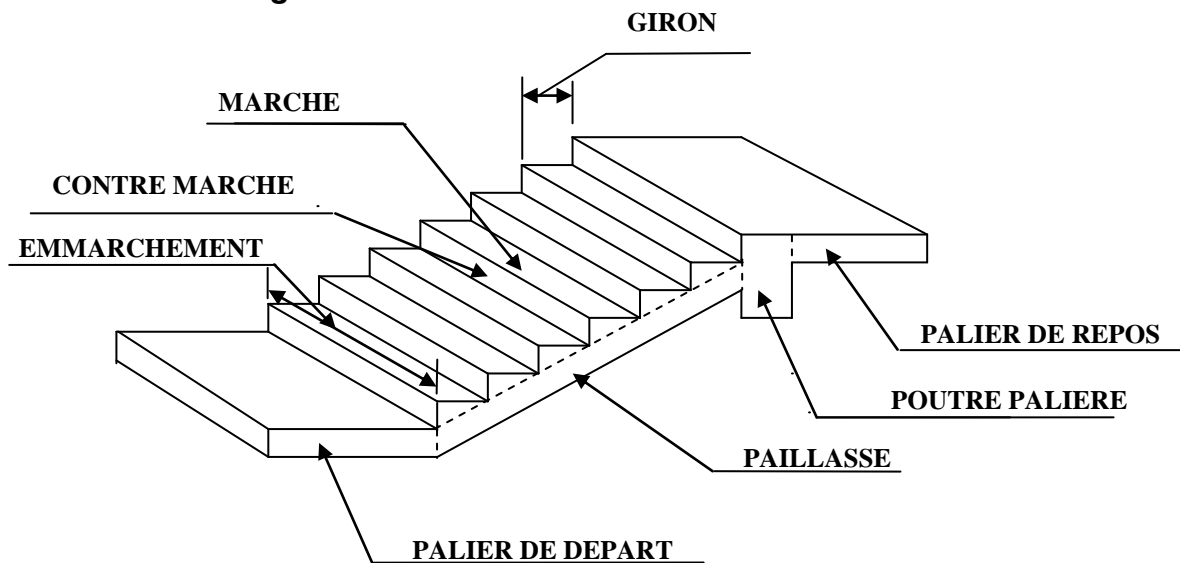
III.2. Calcul des escaliers :

III.2.1. Définition :

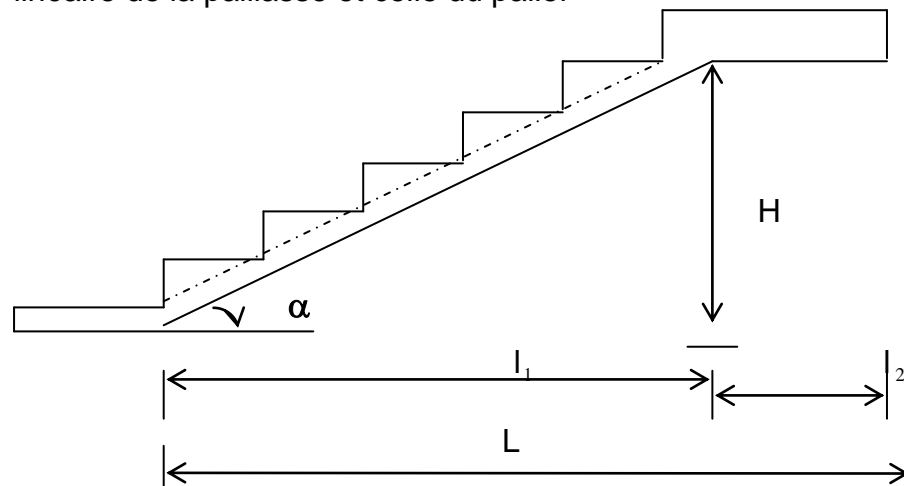
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

III.2.1.1 Terminologie :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.2.1.2 Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

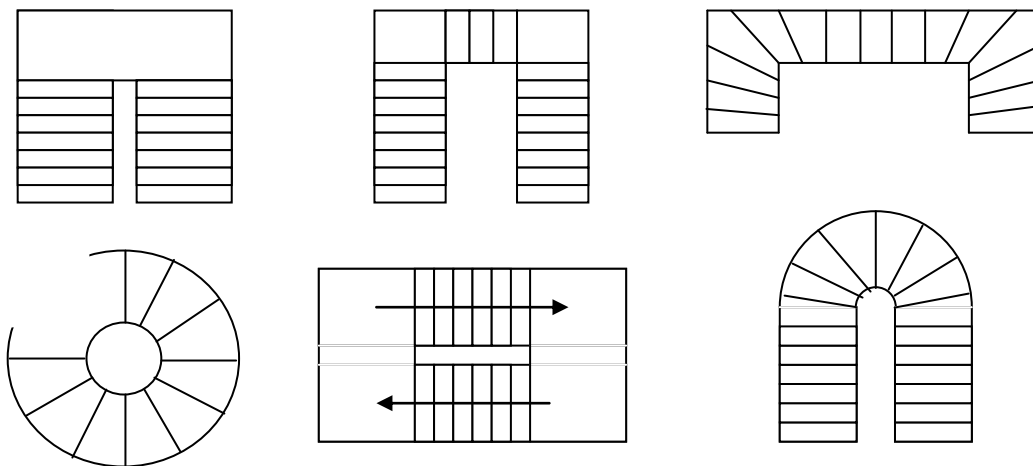


Fig.III.2.1

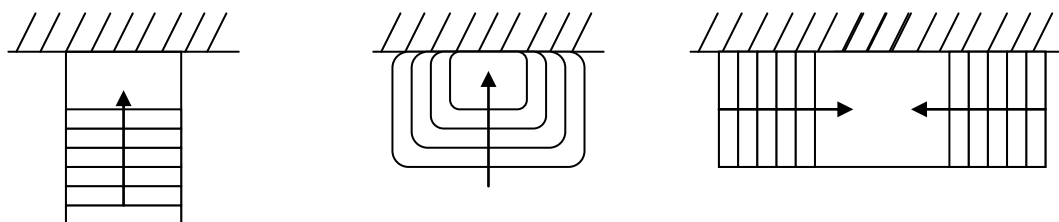


Fig.III.2.1

III.2.2. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL(Rondelet) qui est la suivante :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.66 \quad [\text{m}]$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n'

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III.2.3.Pré dimensionnement de l'escalier :

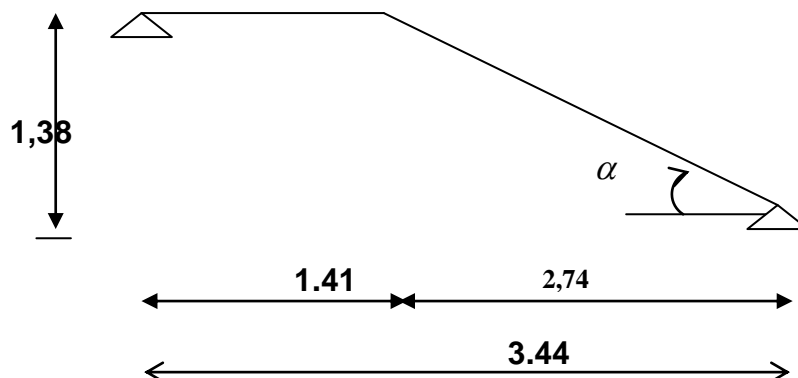


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'emmarchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{138}{17} = 8$$

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{L'emmarchement est de } 1.55 \text{ m} \geq 1.20 \text{ m} \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.20 \geq 1.10 \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2.3.1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{138}{274} = 0.50365 \Rightarrow \alpha = 26.73$$

$$L_0 = \frac{274}{\cos \alpha} + 141 = 447.78 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{447.78}{30} \leq e_p \leq \frac{447.78}{20}$$

$$12.592 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.889 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 17 \text{ cm}$$

III.2.3.2. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple .

• Charges permanentes :

A) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN /m.}$
- Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 26.73} \times 0.17 \times 25 = 4.758 \text{ KN/m.}$

- Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$.
- Mortier de pose ($\rho = 22 \text{ KN/m}^3$; $e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$.
- Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$.
- Poids du garde corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}$.
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10 \text{ KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$.

Poids total(G) = 8.28KN/m

B) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement..... $0.36 + 0.44 + 0.2 + 0.2 = 1.2 \text{ KN/m}$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

**Poids total
(G)=5.45KN/m**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

Q=2,5KN/ml

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : ELU

$$\begin{aligned} q_{u \text{ paillasse}} &= 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,28 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{14,92 \text{ KN/ml}} \\ q_{u \text{ palier}} &= 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11,10 \text{ KN/ml}} \end{aligned}$$

-Etat limite de service : ELS

$$\begin{aligned} q_{s \text{ paillasse}} &= G + Q = 8,28 + 2,5 \dots\dots = \mathbf{10,78 \text{ KN/ml}} \\ q_{s \text{ palier}} &= G + Q = 5,45 + 2,5 \dots\dots\dots = \mathbf{7,95 \text{ KN/ml}} \end{aligned}$$

III.2.3.3 Efforts internes

III .2.4 Etat limite ultime :

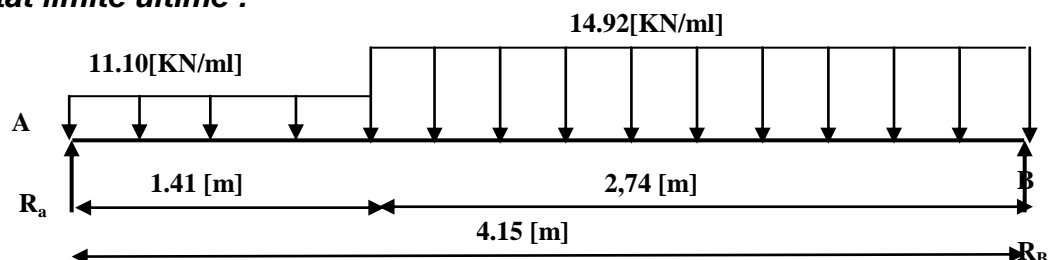


Fig.III.2.3: chargement des escaliers à l'ELU

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 56.53 \text{ KN} \rightarrow \left\{ \begin{aligned} &R_A = 26.48 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$R_B = 30.05 \text{ KN}$$

✓ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

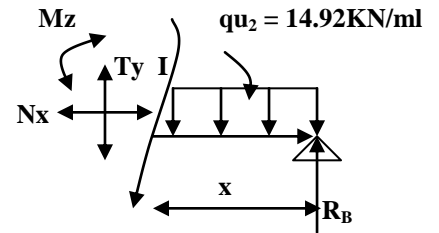
$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -14.92(x) + 30.05$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y1} = 30.05 \text{ KN} \\ x = 2,74 \text{ m} & \Rightarrow T_{y1} = -10.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -14.92 \frac{x^2}{2} + 30.05x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2,74 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 26.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

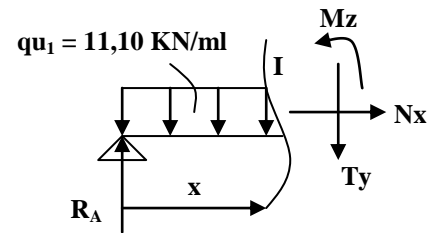


2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.41 \text{ m}$

$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -11,10x + 26.48$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y2} = 26.48 \text{ KN} \\ x = 1.41 \text{ m} & \Rightarrow T_{y2} = 10.83 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -11,10 \frac{x^2}{2} + 26.48x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.41 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 26.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M_{max} :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

$$T = 0 \Rightarrow -14.92x + 30.05 = 0 \Rightarrow x = 2.01 \text{ m.}$$

Donc :

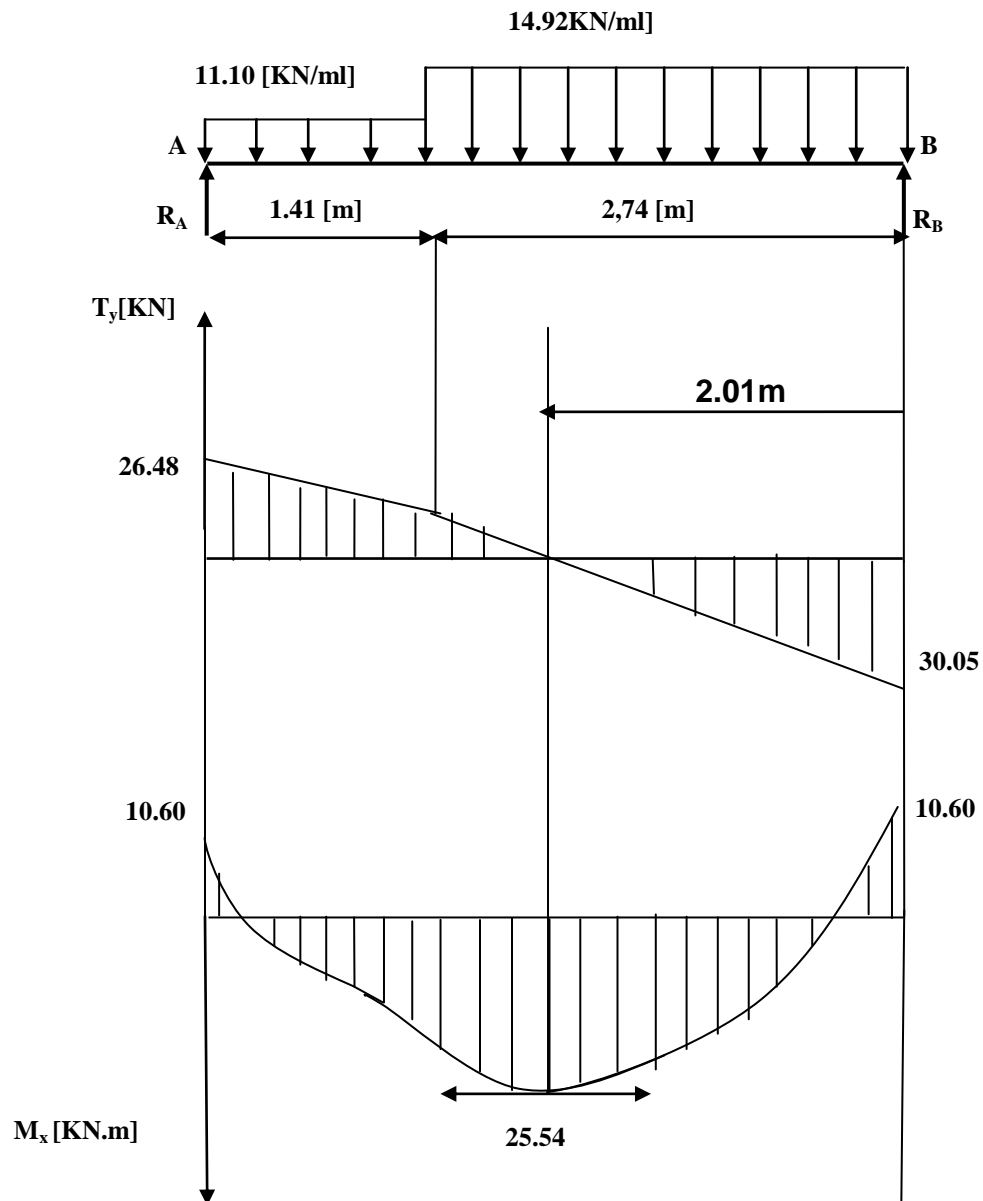
$$M_{max} = M(2.01) = 30.05(2.01) - 14.92 \left(\frac{2.01^2}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_{max} = 30.26 \text{ KN.m}} \quad \Rightarrow$$

On considérant un semi encastrement au niveau des appuis, on prend les moments aux appuis et en travée comme suit :

$$M_a = 0,35M_0 = -0,35M_{\max} \Rightarrow M_a = -0,35(30.26) = -10.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_t = 0,85M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85(30.26) = 25.54 \text{ KN.m}$$



FigIII.2.5.Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.2.4.1 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

1. Armatures principales

a) Aux appuis :

$$d = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; c = 2[\text{cm}]$$

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

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.60 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.034.$$

$$\mu_a = 0.034 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.983.$$

⇒ La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap}=0$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.60 \times 10^3}{0.983 \times 15 \times 348} = 2.06[\text{cm}^2].$$

On opte pour 4HA10 = 3.14[cm²].

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

b) En travée

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25.54 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.078.$$

$$\mu = 0.078 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.959$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{25.54 \times 10^3}{0.959 \times 15 \times 348} = 5.10[\text{cm}^2].$$

On opte pour : 5HA12 = 5.65[cm²].

Avec : $S_t = 20 [\text{cm}]$

2. Armatures de répartition :

$$\text{a) Sur appuis : } A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2.$$

On opte pour : 5HA8/ml = 2.51[cm²].

Avec $S_t = 20[\text{cm}]$.

$$\text{b) En travée : } A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41[\text{cm}^2].$$

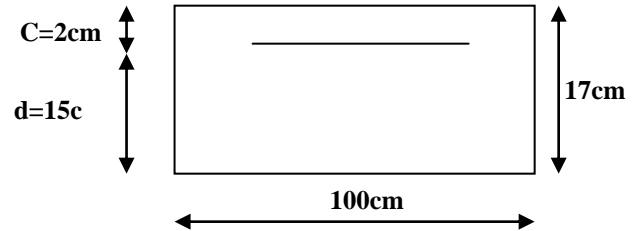
On opte pour : 5HA8/ml = 2.51 [cm²].

Avec $S_t = 20[\text{cm}]$.

III.2.4.2. Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :



b) Armatures principales : $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33[\text{cm}]$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 33[\text{cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 20 \leq 33[\text{cm}] \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Armatures secondaires : $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45[\text{cm}]$,

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \leq 45 [\text{cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 20 \leq 45 [\text{cm}] \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81[\text{cm}^2]$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{ap}} = 5.65 [\text{cm}^2] > 1.81 [\text{cm}^2] \\ \text{En travées : } A_{\text{tr}} = 5.65 [\text{cm}^2] > 1.81 [\text{cm}^2] \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art.A.5.2.1,211})$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{30.05 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.20 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15[\text{MPa}]$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4[\text{mm}] .$$

$$\tau_{se} = \frac{26.48 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.04[\text{MPa}] .$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15[\text{MPa}] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

1. Influence sur le béton : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$T_u \leq 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 13,5[\text{cm}]$$

$$T_u = 30.05 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 30.05 \text{ KN} < 900 \text{ [KN]} \quad \left. \vphantom{T_u = 30.05 \text{ KN} < 900 \text{ [KN]}} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

2. Influence sur les armatures inférieures : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow \quad \left. \vphantom{A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}} \right\}$$

$$5.65 \geq \left(30.05 \times 10^3 + \frac{-10.60 \times 10^6}{0.9 \times 150} \right) \frac{1.15}{400} = -139.34 [\text{mm}^2]$$

$$A_s = 5.65 [\text{cm}^2] > -1.39 [\text{cm}^2] \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 [\text{MPa}]$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 [\text{MPa}].$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.32 \text{ cm}. \text{ On prend } l_s = 30 [\text{cm}]$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 17 [\text{cm}]$.

Pour HA FeE400

(Art.6.1.2.2, BAEL 91).

III.2.5. Calcul à l'ELS

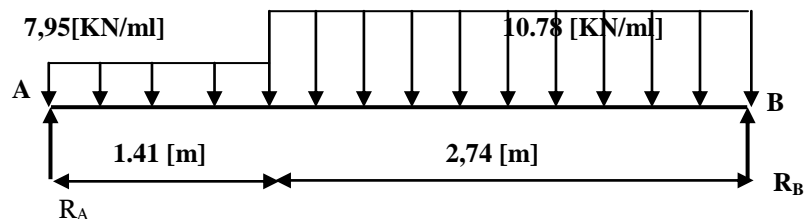


Fig.III.2.6: chargement des escaliers à l'ELS

III.2.5.1. Calcul des réactions d'appuis

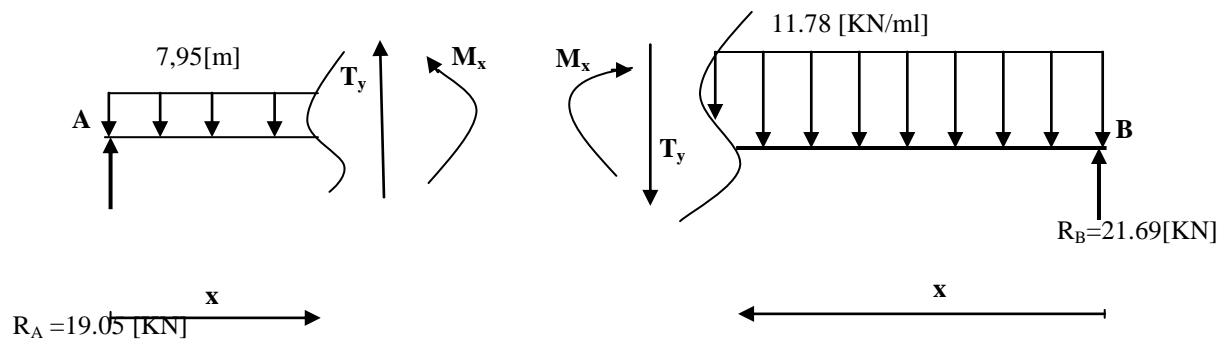
$$R_A + R_B = 40.74 [\text{KN}]$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 4.15 = 7.95 \times 1.41 \times \left(\frac{1.41}{2} + 2.74 \right) + 10.78 \times 2.74 \times \left(\frac{2.74}{2} \right)$$

$$R_A = 19.05 [\text{KN}]$$

$$R_B = 21.69 [\text{KN}]$$

III.2.5.2. Efforts tranchants et moments fléchissant :



✓ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

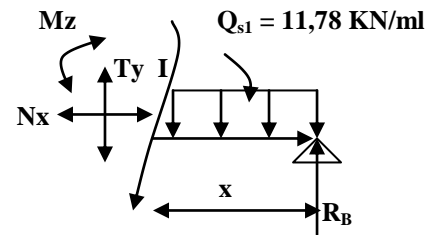
$$\sum F / y = 0 \Rightarrow -q_{s1} \cdot x - T_y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -11,78x + 21,69$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y1} = 21,69 \text{ KN} \\ x = 2,74 \text{ m} & \Rightarrow T_{y1} = -10,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -11,78 \frac{x^2}{2} + 21,69x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2,74 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 15,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,41 \text{ m}$

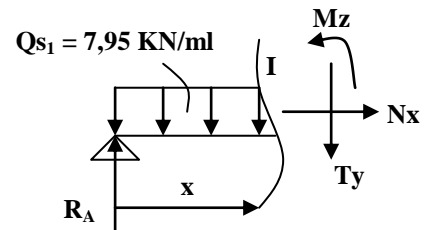
$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -7,95x + 19,05$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y2} = 19,05 \text{ KN} \\ x = 1,41 \text{ m} & \Rightarrow T_{y2} = 7,84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -7,95 \frac{x^2}{2} + 19,05x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,41 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 18,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul de M_{max} :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

$$T = 0 \Rightarrow -11,78x + 21,69 = 0 \Rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,84) = 21,69(1,84) - 11,78 \left(\frac{1,84^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_{\max} = 20,00 \text{ KN.m}}$$

Considérant un semi encastrement au niveau des appuis, on prend les moments aux appuis et en travée comme suit :

$$M_a = 0,35M_0 = 0,35M_{\max} \Rightarrow M_a = 0,35(20) = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_t = 0,85M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85(20) = 17,00 \text{ KN.m}$$

Moment en travée $\longrightarrow M_a = 7.00 \text{ KN.m}$

Moment en appuis $\longrightarrow M_t = 17.00 \text{ KN}$

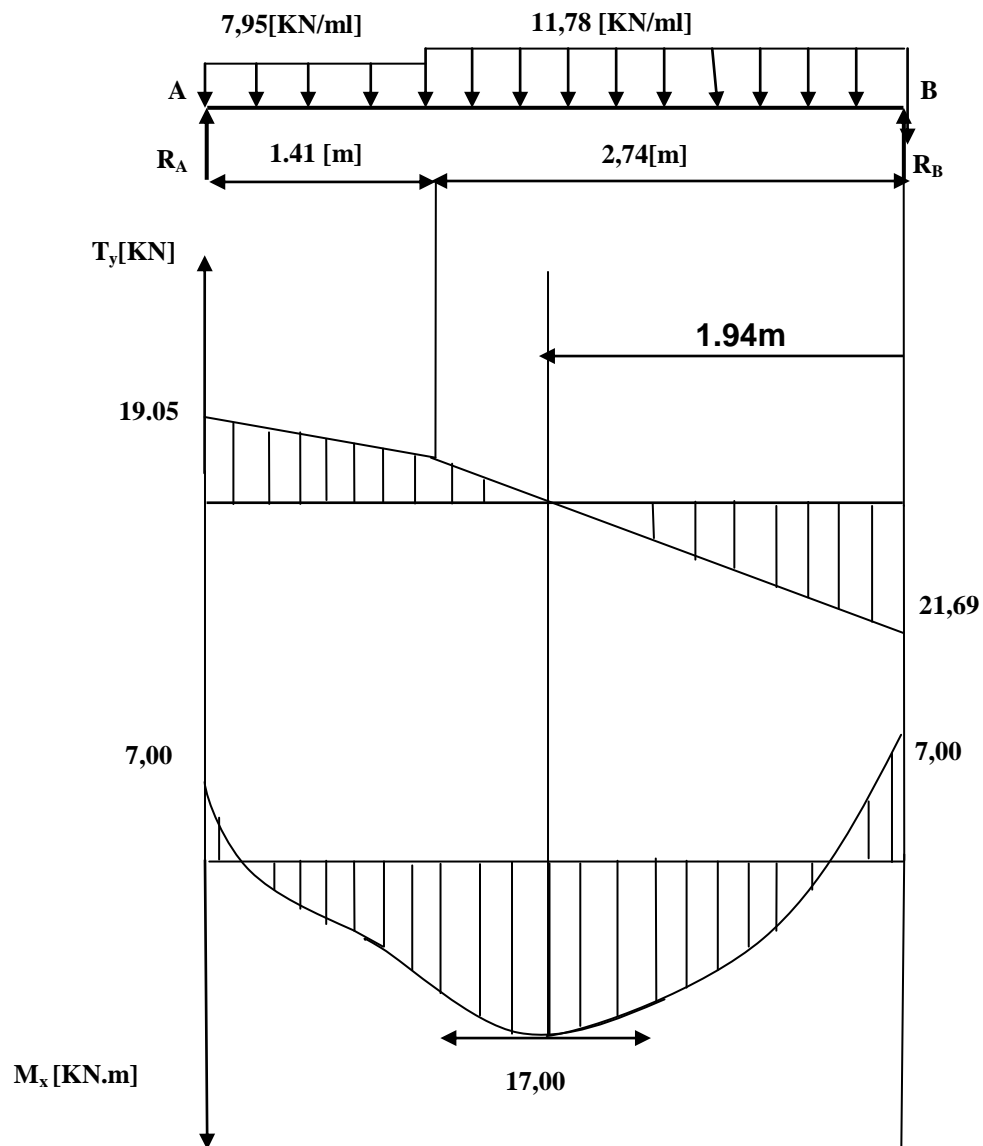


Fig.III.2.7.Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.5.3. Vérifications :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la paillasse

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

1. Vérification

$$h = 17 \text{ [cm]} ; \quad L = 4 \text{ [cm]} ; \quad A_{\text{utr}} = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$M_{\text{str}} = 17 \text{ [KN m]} ; \quad f_e = 400 \text{ [MPa]}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

2. Calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art}$$

B.6.5.2)

Avec : **M_s** : Moment maximal en travée (à l' ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

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

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5[m].

(BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 [\text{cm}]$$

3. Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + n A_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784,75 [\text{cm}^2]$$

Moment statique de la section homogénéisée :

$$S = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721,25 [\text{cm}^3].$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 8,81 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,81 = 8,09 [\text{cm}]$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,81^3 + 8,09^3) + 15 \times 5.65 (8,09 - 2)^2 = 43585,65 [\text{cm}^4].$$

$$\text{AN: } f_v = \frac{17,71 \times 4000^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 43585,65 \cdot 10^4} = 0,60 [\text{cm}]$$

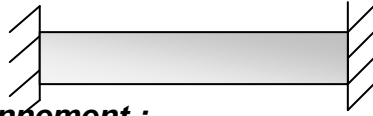
Donc : $f_v < \bar{f} = 0,8 [\text{cm}] \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.3. poutre palière pour les étages courants et RDC :

III.3.1.Introduction :

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier.

Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.



III.3.2.Pré dimensionnement :

$$\Rightarrow \frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad 2,74 \text{ [m]}$$

Avec : l : portée libre de la poutre palière.

$$\frac{2,74}{15} \leq h_t \leq \frac{2,74}{10} \Rightarrow 0.18 \text{ [m]} \leq h_t \leq 0.274 \text{ [m]}$$

a) RPA99,modifié 2003 (Art 7.5.1) :

$$h_t \geq 30[\text{cm}]$$

$$\text{Soit } h_t = 35[\text{cm}]$$

$$\Rightarrow 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\text{AN: } (0.4 \times 35) \leq b \leq (0.7 \times 35)$$

$$14[\text{cm}] \leq b \leq 24,4[\text{cm}]$$

b) RPA99,modifié 2003 (Art 7.5.1) :

$$b \geq 20[\text{cm}] ; h/b \leq 4$$

$$\text{Soit: } b = 30[\text{cm}]$$

$$h/b = 1,4 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée. Donc poutre de } (25 \times 35)[\text{cm}^2].$$

Conclusion :

On opte pour

$$\mathbf{B = (30 \times 35)cm^2}$$

III.3.3.Charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625[\text{KN/ml}]$
 - Poids propre du mur : $2,5(3,06 - 0,35) = 6,775[\text{KN/ml}]$
- $\mathbf{G = 9,4[KN/ml]}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 26.48[\text{KN/ml}]$
 - Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 19.05 [\text{KN/ml}]$.

III.3.4.Combinaison de charges :

ELU :

$$q_u = 1,35G + R_A = (1,35 \times 9,4) + 26.48 = 39.17 [\text{KN/ml}]$$

ELS:

$$q_s = G + R_A = 9,4 + 19.05 = 28.45 [\text{KN/ml}]$$

III.3.5.Calcul à l'ELU :

1) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{39.17 \times 2,74^2}{8} = 36.75 [\text{KN.m}]$$

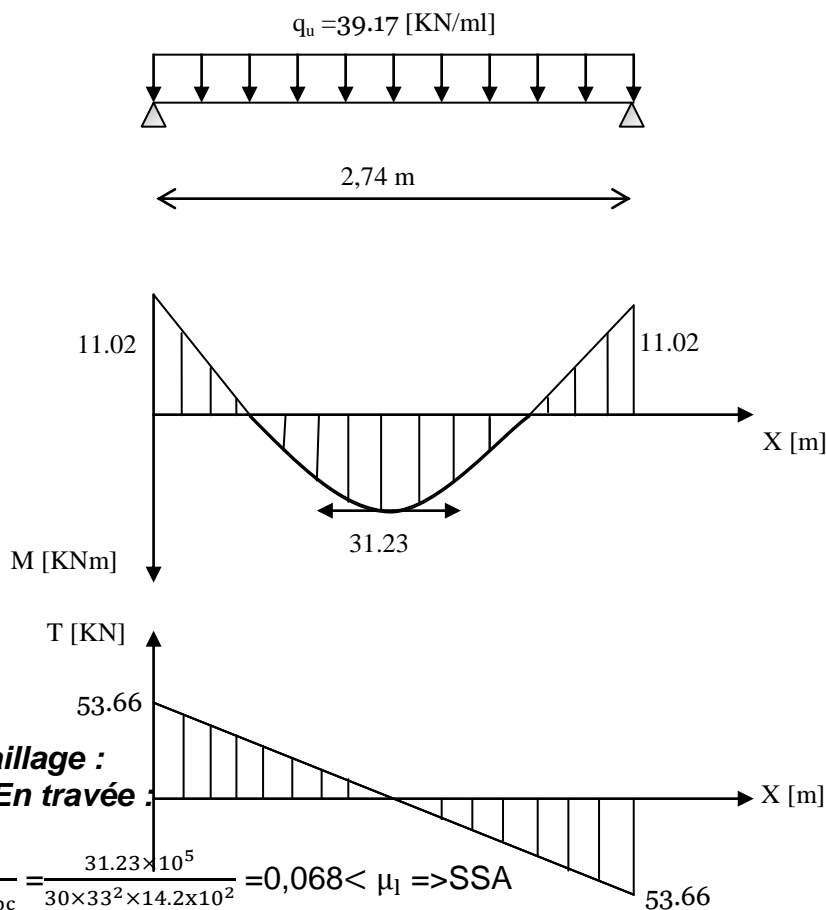
2) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{39.17 \times 2,74}{2} = 53.66 [\text{KN}]$$

En tenant compte du semi encastrement :

Moment en appuis $\longrightarrow M_a = -0.3M_0 = -0,3 \times 36.75 = -11.02 [\text{KN.m}]$

Moment en travée $\longrightarrow M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 36.75 = 31.23 [\text{KN.m}]$



Le ferrailage :

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{31.23 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,068 < \mu_l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.23 \times 10^5}{0.965 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 3,39 [\text{cm}^2]$$

Soit : $A_{adt} = 3\text{HA}14 = 4.62 [\text{cm}^2]$

Figure III.3.1. : Diagramme de M et T à

b) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{11.02 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,024 < \mu_l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.02 \times 10^5}{0.988 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 0,97 [\text{cm}^2]$$

Soit $A_{adt} = 3\text{HA}12 = 3,39 [\text{cm}^2]$

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1,19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\text{adt}}^t > A_{\min} \\ A_{\text{adt}}^a > A_{\min} \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée.}$$

b) Condition de l'effort tranchant : (BAEL 99, modifié 2003, Art 5.1.2)

$$\tau_u \leq (\overline{\tau_u} = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} = 3.25 \text{ [Mpa]})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{53.66 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,54 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

1) Influence sur le béton :

$$(V_u = 53.66 \text{ [KN]}) \leq (0.4 b (0.9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 33 \times \frac{2.5}{1.5} = 594 \text{ [KN]}) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Influence sur les armatures :

$$A_{\text{adt}}^a = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]} \geq \left\{ \frac{1.15}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0.9 d}) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} (53.66 \times 10^3 + \frac{-11.02 \times 10^5}{0.9 \times 33}) = 0,48 \text{ [cm}^2\text{]} \right\}$$

=> Condition vérifiée.

d) Contraintes d'adhérence : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq (\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

$$V_{\max} = 53.66 \text{ [KN]}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 11,3 \text{ [cm]}$$

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{53.66 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113} = 1,60 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,60 \text{ [Mpa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.127)

La longueur de scellement droit doit être :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{c28} = 0.6 (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow L_s = 35.21 \phi = 35.21 \times 1,2 = 42,40 \text{ [cm]}$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est
de : $l_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42,40 = 16,96[\text{cm}]$

f) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.7.2.2)

$$\varnothing_t \leq [\min \{ \varnothing_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \} = \min \{ 1, \frac{35}{35}, \frac{25}{10} \} = 1,00 [\text{cm}]]$$

Soit : $\varnothing_l^{\text{adpt}} = 8[\text{mm}]$

$$A_t = \frac{\pi \varnothing^2}{4} = \frac{3.14 \times 0,8^2}{4} = 0,5 [\text{cm}^2]$$

Soit: $A_t^{\text{adpt}} = 4\text{HA}8 = 2,01[\text{cm}^2]$

g) Calcul des espacements des armatures :

1) Selon le BAEL :

• $S_{t1} \leq \min (0,9d; 40[\text{cm}]) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (0, 9 \times 33; 40[\text{cm}]) \rightarrow$ Soit : $S_{t1} = 20[\text{cm}]$

• $S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4 [\text{cm}] \rightarrow S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 20[\text{cm}]$

2) Selon le RPA :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

• **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing; 30[\text{cm}] \right) = \min (8,75; 9,6; 30) = 7 [\text{cm}] \Rightarrow S_t = 7 [\text{cm}]$$

• **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 [\text{cm}] \Rightarrow S_t = 15 [\text{cm}]$$

h) Vérification des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.6. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 28.45 [\text{KN/ml}]$$

a) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.45 \times 2.74^2}{8} = 26.70 [\text{KN.m}]$$

b) Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{28.45 \times 2.74}{2} = 38,97 [\text{KN}]$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0.3M_0 = -8.01 [\text{KN.m}]$$

$$M_t = 0,85M_0 = 22.70 [\text{KN.m}]$$

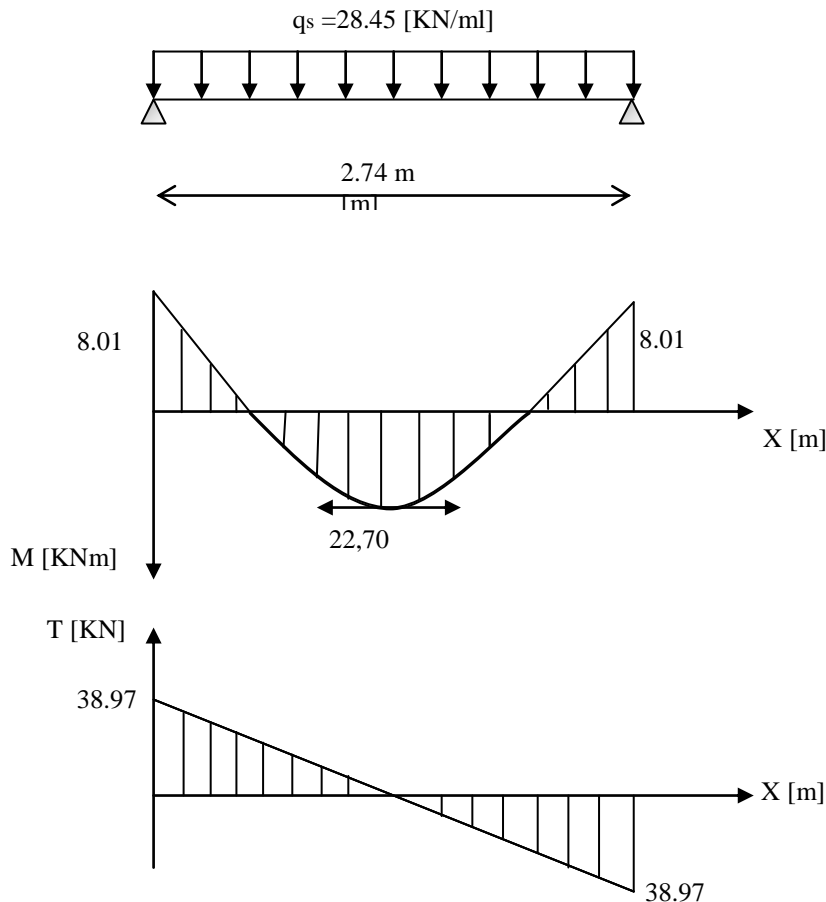


Fig.III.3.2. : Diagramme de M et T à

c) Vérification des contraintes :

• Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$

➤ En travée

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0,46 \Rightarrow \beta_1 = 0.897 ; K_1 = 33,54$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{22,7 \times 10^3}{0.897 \times 33 \times 4.62} = 165,98 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{165,98}{33,54} = 4,95 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,34 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 ; K_1 = 39,95$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{8,01 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3,39} = 78,76 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78.76}{39.95} = 2.00 [\text{MPa}]$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

d) Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

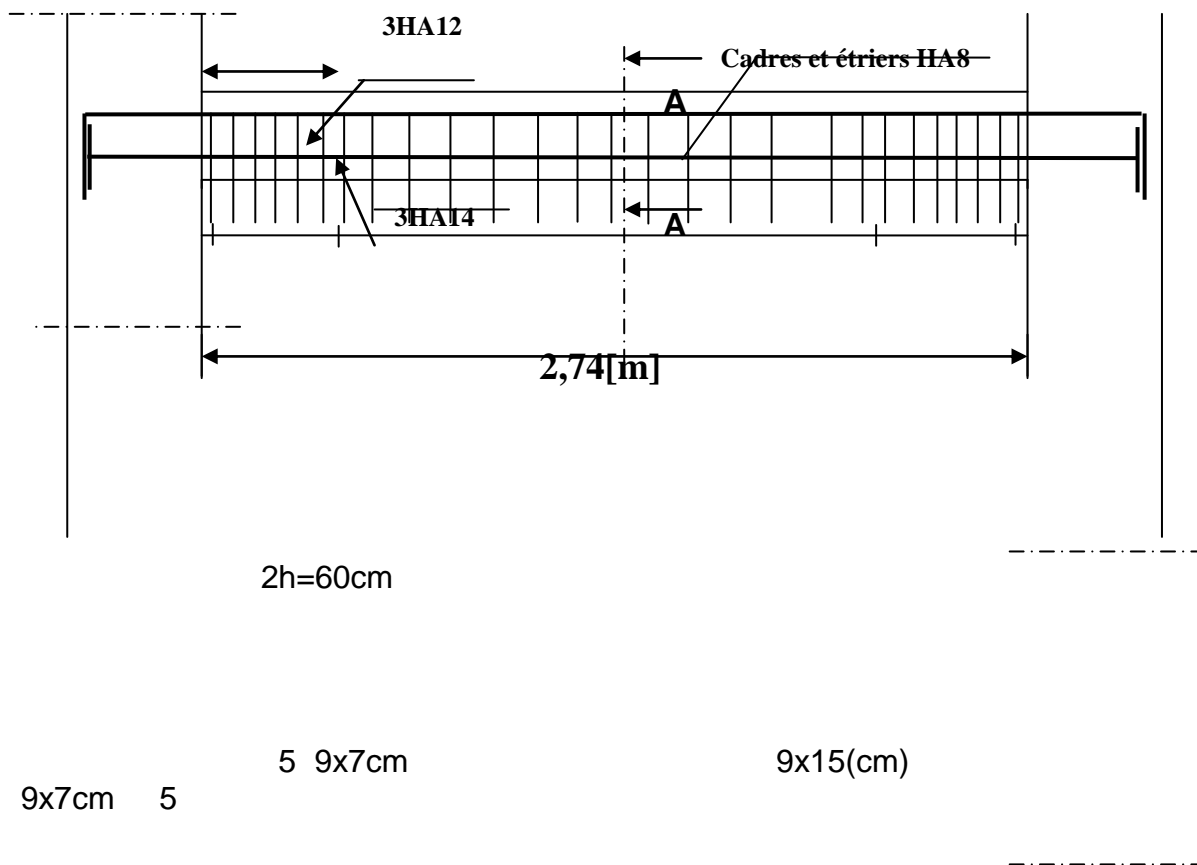
- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{2.74} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

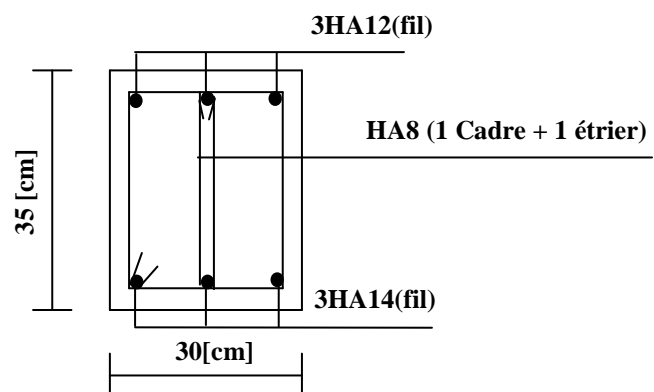
$$\frac{h}{l} = 0.127 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{22.70}{26.70} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.



FigIII.3.3. : Ferrailage de la poutre palière de chaque niveau



III.4.Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h=1[m]$ en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur
L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5[cm]$$

Soit $e = 15 [cm]$

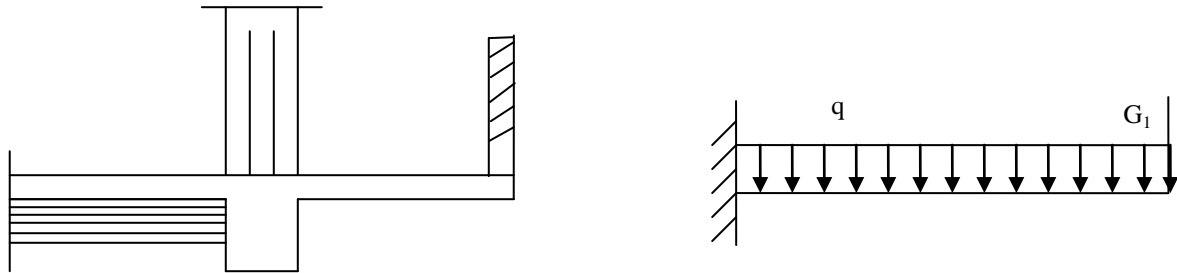


Fig.III.4.1. Schéma statique du balcon.

III.4.1. Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

	Désignation	Epaisseur (cm)	q (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0,22	0,44
2	Couche de sable	2	0,18	0,36
3	Mortier de pose	3	0,22	0,66
4	Plancher en dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit en mortier	2	0,1	0,2
G_{total}				5,41

b- charge concentrée :

Poids propre du garde corps.....G=1.46 [KN].

Charge due à la main couranteQ=1[KN]

c- surcharge d'exploitation:.....Q=3,5 [KN/ml].

III.4.2.Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

III.4.2.1. Combinaison de charges:

- Dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 3,5 = 12,553 \text{ [KN/ml]}$.
- Garde corps: $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,46 = 1,971 \text{ [KN/ml]}$.
- due à la main courante $g_{u2} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN]}$.

Calcul le moment sollicitant :

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2}l + q_{u3}.h$$

$$M_u = 12,553 \times \frac{1,45^2}{2} + 1,971 \times 1,45 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 17,560 \text{ [KNm]}$$

III.4.2.2. Ferrailage :

➤ Armatures principales:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,56 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,073 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,073 \implies \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,56 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 13 \cdot 348} = 4,03 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 6HA12 = 6,78[cm²] avec un espacement $S_t = 15 \text{ [cm]}$.

➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA10 = 3,14[cm²] avec : $S_t = 25 \text{ [cm]}$

III.4.2.3. Vérification à l'ELU

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA10 = 3,14 [cm²] avec : $S_t = 25 \text{ [cm]}$

III.4.2.3. Vérification à l'ELU

a)-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 [cm^2]$$

$$A = 6,78 [cm^2] > A_{\min} = 1,57 [cm^2] \implies \text{condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,55 \times 1,45 + 1,971 = 20,168 [KN].$$

$$\tau_u = \frac{20,168 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,155 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1 \cdot f_{c28}, 4 [MPa]\} = 2,5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée}$$

c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 [mm].$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,168 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 226,08} = 0,763 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa]$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \times 2,835} = 420 [mm] \implies \text{soit: } L_s = 42 [cm]$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17 [cm]$.
(ArtA.6.1, 253 BAEL 91) Soit $L_a = 17 [cm]$.

c)- Ecartement des barres :

♦ **Armatures principales:**

$$e \leq \min(2h, 25cm) = (30, 25cm) = 25 [cm] \implies \text{condition vérifiée.}$$

♦ **Armatures de répartition:**

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.3. Calcul à l'ELS :

III.4.3.1. Combinaison de charge:

- Dale: $q_{s1}=G+Q=5.41+3.5=8.91[\text{KN}]$
- Garde corps : $G_{s2}=1.46[\text{KN}]$
- $q_{s3}=q \Rightarrow q_{s3}=1[\text{KN}]$

III.4.3.2. Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + G_{s2}(l - 5\text{cm}) + q_{s3} \cdot l = 8.91 \times \frac{1.45^2}{2} + 1.46 \times 1.4 + 1 \times 1$$

$$M_s = 12.411[\text{KNm}].$$

III.4.3.3. Vérification à l'ELS:

a)- Dans le béton :

Il faut vérifier que :

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

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 101.7(13 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 101.7 y_1 - 1322.1 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 524.18 \rightarrow y_1 = 4.22\text{cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.22^3}{3} + 101.7(13 - 4.22)^2 = 10344.94\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{12.411 \times 10^6}{10344.94 \times 10^4} \times 42.2 = 5.06\text{MPa} < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.3.4. Etat limite d'ouverture des fissures:

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{cj}) \right\}$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \Phi \text{ des armatures} > 6[\text{mm}].$$

$$\max (0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{cj}) = \max \{0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \max (200, 201.63) = 201.63 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_s = \min \{266.67, 201.63\}$$

$$\sigma_s = 201.63 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) =$$

$$15 \times \frac{12.411 \times 10^6}{10344.94 \times 10^4} \times (130 - 42.2) = 158.00\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 158.00\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.365\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.LES PLANCHERS :

III.5.1. Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+5)[cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.5.2.La dalle de compression :

- **Le ferrailage :**

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L' \leq 50[\text{cm}]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L' \leq 80[\text{cm}]$$

L' : entraxe des poutrelles en [cm].

$$\text{Dans notre cas } L' = 65 [\text{cm}] \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

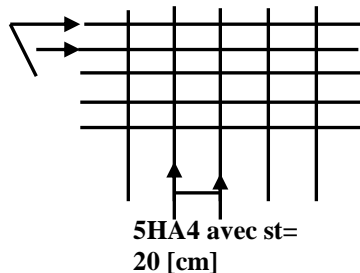
Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA}4 = 0.63 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

b Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315[\text{cm}^2]$$

Soit : $A_{\parallel} = 4\text{T}4 = 0.5 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

5HA4 avec $s_t = 20 [\text{cm}]$



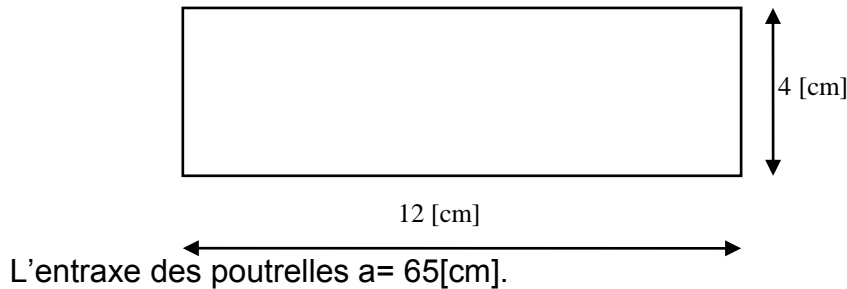
III.5.3. Les poutrelles :

Le calcul se fera pour l'étage le plus défavorable puisque les travées sont les mêmes pour tout l'ouvrage, c'est le cas du RDC et du SS.

Ces poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.



1.

Fig III.5.1. section transversale de la poutrelle

0,12 [KN/ml].
0,62 [KN/ml].

$$G_{TOT} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ [KN/ml]}.$$

- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ [KN/ml]}.$

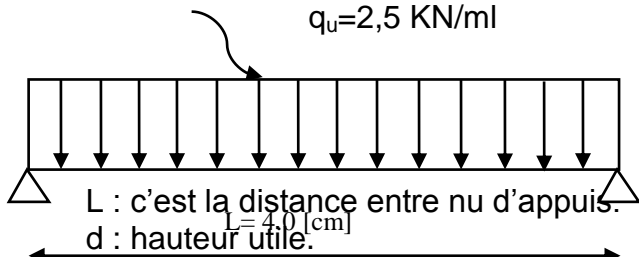
2. Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ [KN/ml]}.$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$



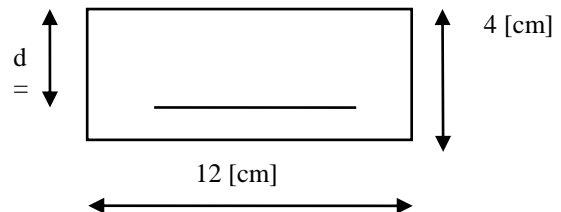
b) Calcul du moment en travée :

$$M_U = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5.0 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.33 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

$$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section doublement armée.}$$

Remarque : La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.



Etape 2: Après coulage du béton de la dalle de compression:

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement à ses 02 extrémités. Elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges d'exploitation.

Pour le plancher sous sol :

- Poids propre du plancher :

$$G_{ppl}=5,38[\text{KN/m}^2]$$

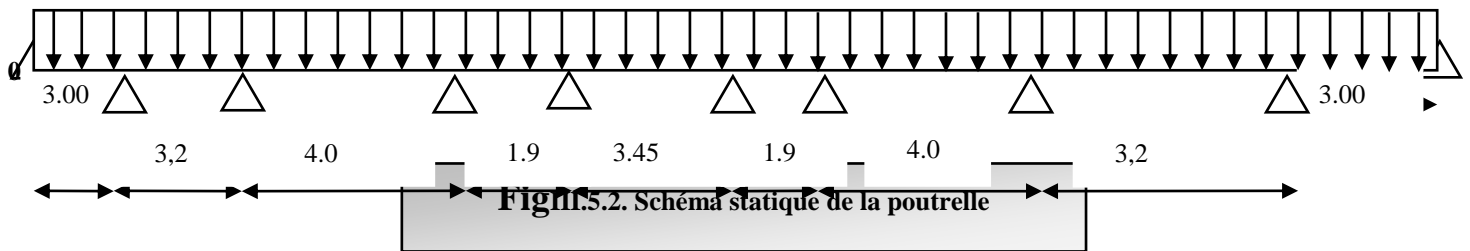
- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q= 2,5[\text{KN/m}^2]$$

- **Combinaisons de charge :**

$$\text{ELU : } q_u=1.35G+1.5Q=[1.35(5,38)+1.5(2,5)]. 0.65=7.16[\text{KN/ml}]$$

$$\text{ELS: } q_s=G+Q=[5,38+2.5]. 0.65= 5.12[\text{KN/ml}]$$



- **Calcul de la table de compression : (Art A .4.1, 4 /BAEL91 modifié 99)**

La largeur d'hourdis à prendre en compte de charge côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

- ❖ $b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 [\text{cm}]$
- ❖ $b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{4.0}{10} = 40 [\text{cm}]$
- ❖ $b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{4.0}{2} = 133,33[\text{cm}]$

Avec :

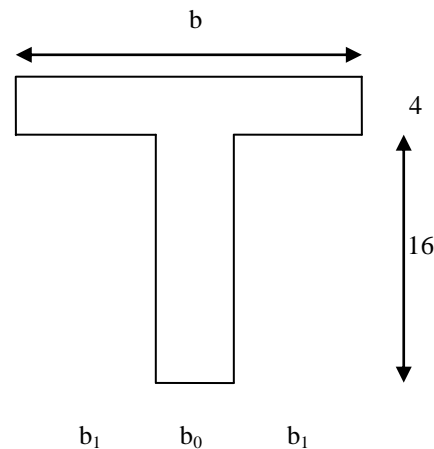
l : Distance entre axes des poutrelles

l_1 : Portée de la travée ($l_1=400 \text{ cm}$)

$$b_1=\min (26.5 ; 38 ; 126,66)=26.5 [\text{cm}]$$

$$\Rightarrow b=2b_1+b_0= (2 \times 26.5) + 12=65[\text{cm}]$$

- **Choix de la méthode de calcul :**



La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

b.1 Vérification de la méthode forfaitaire : (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99) :

a. $Q \leq \min (2G, 5 [\text{KN.m}])$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G=2 \times 5,38=10,76[\text{KN/m}^2] \\ Q=1,5 [\text{KN/m}^2] \end{array} \right.$$

$$Q= 1,5[\text{KN/m}^2]$$

\Rightarrow **condition vérifiée**

Donc, notre plancher est à surcharge d'exploitation modérée.

$$\text{b. } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{300}{320} = 0.93 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{320}{400} = 0,80 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{400}{190} = 2.10 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{190}{345} = 0.55 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{345}{190} = 1.81 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_6}{l_7} = \frac{190}{400} = 0.475 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_8}{l_9} = \frac{400}{320} = 1.25 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

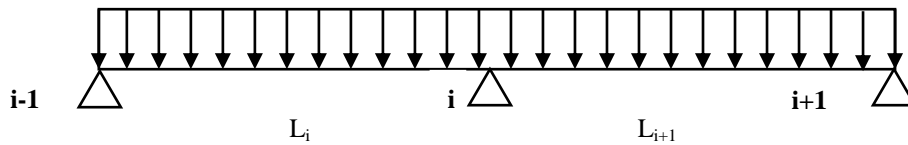
$$\frac{l_9}{l_{10}} = \frac{320}{300} = 1.06 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- c. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Conclusion :

Deux conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées \Rightarrow Cette méthode n'est pas applicable \Rightarrow On applique dans ce cas la **méthode des (03) moments**.

2. Rappel de la méthode des (03) moments :



a. Moments aux appuis :

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

b. Moments en travées :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}} \Rightarrow \text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1).$$

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

Effort tranchant :

$$\text{Pour } x=i \Rightarrow T_i = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x = i + 1 \Rightarrow T_{i+1} = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

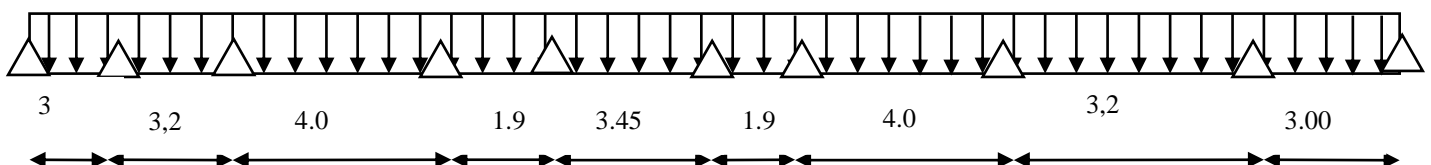


Fig. III.5.3. Schéma statique de la poutrelle

3. Calcul à l'ELU :

- **Moments d'appuis**

$$q_u = [\text{KN/ml}]$$

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

On pose : $M_0=0$ et $M_7=0$

Appuis 1 :

$$3,0M_0 + 2M_1 (3,0+3,2) + 3,2M_2 = - q_u \frac{3,0^3 + 3,2^3}{4}$$

$$12,4M_1 + 3,2M_2 = -14,94 q_u$$

Appuis2 :

$$3,2M_1 + 2M_2 (3,2+4,0) + 4,0M_3 = - q_u \frac{3,2^3 + 4,0^3}{4}$$

$$3,2M_1 + 14,4M_2 + 4,0M_3 = -26,71 q_u$$

Appuis 3 :

$$4,0M_2 + 2M_3 (4,0+1,9) + 3,45M_4 = - q_u \frac{4^3 + 1,9^3}{4}$$

$$4,0M_2 + 11,8M_3 + 3,45M_4 = -17,71 q_u$$

Appuis 4 :

$$3,45M_3 + 10,7M_4 + 1,9M_5 = -11,98q_u$$

Appuis 5:

$$1,9M_4 + 10,7M_5 + 4,0M_6 = -11,98 q_u$$

Appuis6:

$$4,0M_5 + 11,8M_6 + 3,2M_7 = -17,71 q_u$$

Appuis7:

$$3,2M_6 + 14,4M_7 + 3M_8 = -24,19 q_u$$

Appuis8:

$$3,0M_7 + 12,4M_8 = -14,94 q_u$$

Sous forme matricielle

$$\begin{pmatrix} 12.4 & 3.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3.2 & 14.4 & 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 11.8 & 3.45 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.45 & 10.7 & 1.9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.9 & 10.7 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 11.8 & 3.2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.2 & 14.4 & 3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12.4 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \\ M4 \\ M5 \\ M6 \\ M7 \\ M8 \end{Bmatrix} = -q_u \begin{Bmatrix} 14.94 \\ 26.71 \\ 17.71 \\ 11.98 \\ 11.98 \\ 17.71 \\ 24.19 \\ 14.94 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, en utilisant le logiciel MATLAB on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M1=-5.94 \\ M2=-10.40 \\ M3=-5.52 \\ M4=-5.55 \end{array} \right.$$

M5=4.73
M6=-6.64
M7=-9.21
M8=-6.39

Pour tenir compte des semi encastrements d'appuis de rives (0 et 7) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient 0,3

$$M_0 = 0.3 \frac{qu l^2}{8} = -5.76 \text{ [KN.m]}$$

$M_{10} = 0.3 \frac{qu l^2}{8} = -5.76 \text{ [KN.m]}$, M_0 et $M_{10} = \frac{qu l^2}{8}$ sont des moments isostatiques de la travée considérée.

Longueur	travée	X[m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
3.0	0-1	1,49	2.20	10.68	-10.80
3,2	1-2	1,39	-1.39	10.01	-12.91
4,00	2-3	2,01	8.80	14.38	-14.26
1.9	3-4	0.96	-2.32	6.91	-6.69
3.45	4-5	1.77	5.91	12.65	-12.05
1.9	5-6	0.88	-3.47	6.33	-7.26
4.0	6-7	1.88	5.06	13.45	-15.18
3.2	7-8	1.57	2.77	11.26	-11.65
300	8-9	1.5	2.30	10.74	-10.74

**3.1.
Exe
mpl
e de
calc
ul :**

• **M
ome
nt
fléc**

hissant :

Travée (0-1) : $L_{0-1} = 3.0 \text{ [m]}$

$$X = \frac{3,0}{2} + \frac{-5.94+5.76}{7.16 \times 3.0} = 1.49 \text{ [m]}$$

$$M_{\max} = 7.16 \frac{1,49}{2} (3,0 - 1,49) + (-5.76) \left(1 - \frac{1,49}{3,0}\right) + (-5.94) \frac{1,49}{3,0} = 2.20 \text{ [KN.m]}$$

• **Effort tranchant :**

Pour x=0 : $T_1^e = 7.16 \frac{3,0}{2} + \frac{-5.94+5.76}{3,0} = 10.68 \text{ [KN]}$

Pour x=1 : $T_1^w = -7.16 \frac{3,0}{2} + \frac{-5.94+5.76}{3,0} = -10.80 \text{ [KN]}$

Remarque :

L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée ; puisque le béton est un matériau hétérogène, on réduit les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

En tenant compte de l'encastrement partiel aux appuis de rives : $M_a = -0.3 M_t$
Dans ce cas :

• **Moments en travées : (corriger)**

$$M_{(0-1)} = 2.20 + 0.33 (2.20) = 2.92 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = -1.39 + 0.33 (-1.39) = -1.84 \text{ [KN.m]}$$

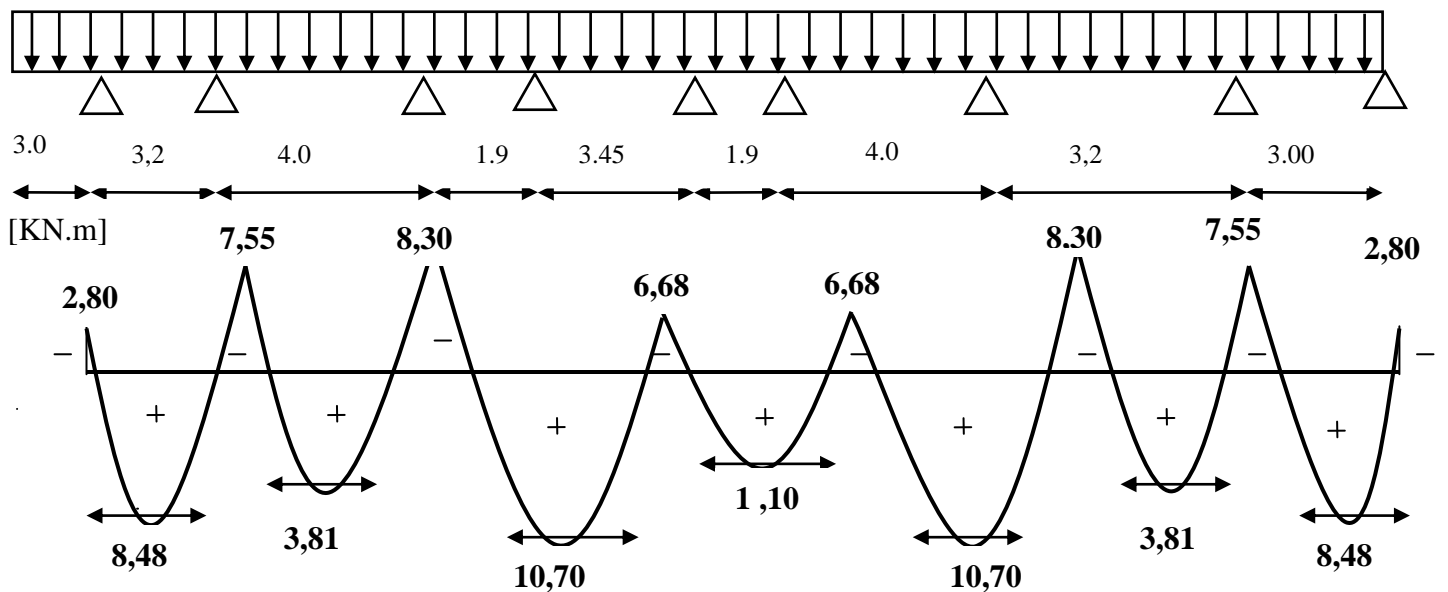
$$M_{(2-3)} = 8,80 + 0.33 (8.80) = 11.70 \text{ [KN.m]}$$

$$\begin{aligned}
M_{(3-4)} &= -2.32 + 0.33 (-2.32) = -3.08 [\text{KN.m}] \\
M_{(4-5)} &= 5.91 + 0.33 (5.91) = 7.86 [\text{KN.m}] \\
M_{(5-6)} &= -3.47 + 0.33 (-3.47) = -4.61 [\text{KN.m}] \\
M_{(6-7)} &= 5.06 + 0.33 (5.06) = 6.72 [\text{KN.m}] \\
M_{(7-8)} &= 2.77 + 0.33 (2.77) = 3.68 [\text{KN.m}] \\
M_{(8-9)} &= 2.30 + 0.33 (2.30) = 3.06 [\text{KN.m}]
\end{aligned}$$

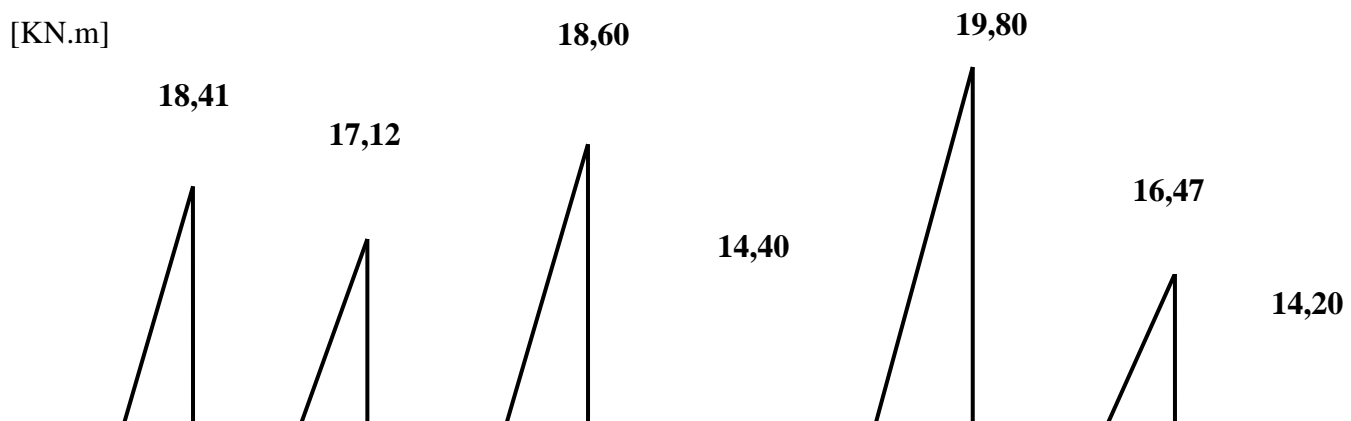
• **Moments aux appuis : (corriger)**

$$\begin{aligned}
M_0 &= -5.76 + 0.33 (5.76) = -3.86 [\text{KN.m}] \\
M_1 &= -5.94 + 0.33 (5.94) = -3.97 [\text{KN.m}] \\
M_2 &= -10.40 + 0.33 (10.4) = -6.96 [\text{KN.m}] \\
M_3 &= -5.52 + 0.33 (5.52) = -3.70 [\text{KN.m}] \\
M_4 &= -5.55 + 0.33 (5.55) = -3.72 [\text{KN.m}] \\
M_5 &= -4.73 + 0.33 (4.73) = -3.17 [\text{KN.m}] \\
M_6 &= -6.64 + 0.33 (6.64) = -4.45 [\text{KN.m}] \\
M_7 &= -9.21 + 0.33 (9.21) = -6.17 [\text{KN.m}] \\
M_8 &= -6.39 + 0.33 (6.39) = -4.28 [\text{KN.m}] \\
M_9 &= -5.76 + 0.33 (5.76) = -3.86 [\text{KN.m}]
\end{aligned}$$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



Figur III.5.4.. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m]



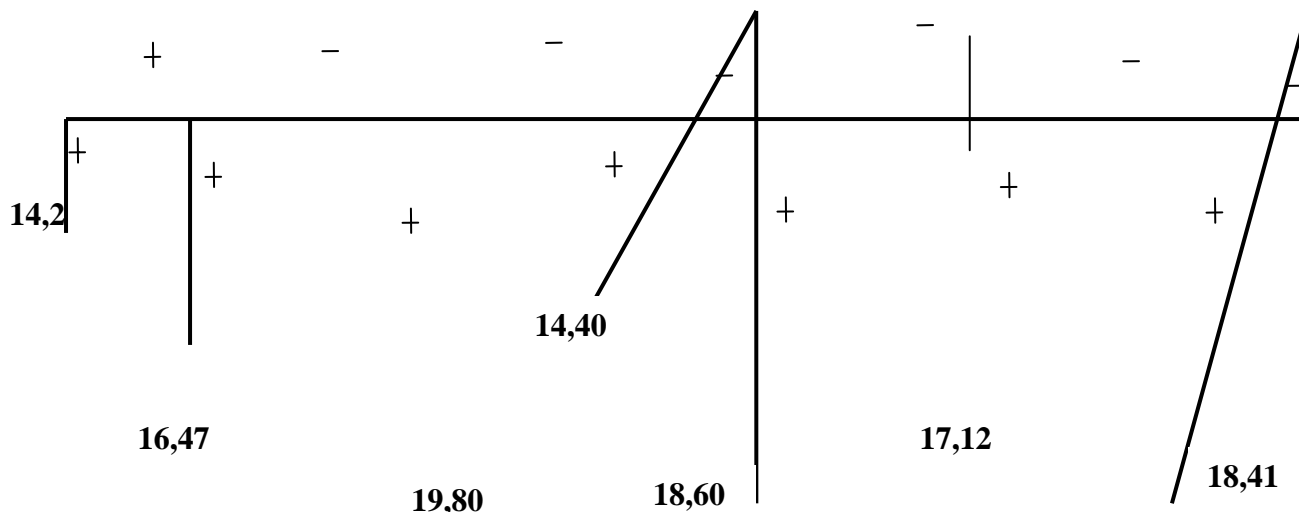


Fig. III.5.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en [KN]

3.c). Calcul des armatures à l'ELU :

1. Armatures longitudinales :

• Armatures en travées :

$$M_{tmax} = 11.70 \text{ [KN.m]}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression :

$$M_0 = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) = 76,147 \text{ [KN.m]}$$

$M_t^{max} = 11.70 \text{ [KN.m]} < M_0 = 76,147 \text{ [KN.m]} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 21$).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{11.70 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 14.2} = 0,035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{b d \sigma_{st}} = \frac{11.70 \times 10^5}{0,983 \times 19 \times 348 \times 100} = 1.80 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit } A_t = 2HA12 = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

• Aux appuis:

$$M_a^{max} = 9.21 \text{ [KN.m]}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ [cm]}$ et de hauteur $h = 21 \text{ [cm]}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9.21 \times 10^3}{12 \times 19^2 \times 14.2} = 0.149 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{9.21 \times 10^5}{0.922 \times 19 \times 348 \times 100} = 1.51 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit : } A_{adp} = 2HA10 = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

2. Armatures transversales:

- **Diamètre des barres (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l^{\max} \right)$$

Avec ϕ_l^{\max} : diamètre max des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right) = 0.57 \text{ [cm]}.$$

On prend $\phi_t = 0.6 \text{ [cm]}.$

- **Espacement des armatures :**

$$S_{tmin} \leq \min (0.9d, 40 \text{ [cm]}).$$

$$S_{tmin} \leq \min (17, 1, 40 \text{ [cm]}).$$

On prend $S_t = 15 \text{ [cm]}.$

3.d). Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21) :**
- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 19 \times 2.1 / 400 = 0.27 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{min} = 0.23 b_o d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 19 \times 2.1 / 400 = 0.27 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art 51.211 / BAEL91 modifié 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33, 5) = 3.33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_o d}$$

$$V_u^{max} = 19,80 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{19,8 \times 10^3}{120 \times 190} = 0,868 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a. Sur le béton :

$$\frac{0.4 f_{28}}{\gamma_b} \times 0.9 d b_o = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 190 \times 120 = 136,8 \text{ [KN]}$$

$$\text{On a } V_u^{max} = 19,8 \text{ [KN]} < 136,8 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9 d} \right|)$$

$$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9 d} \right|) = \frac{1.15}{400} (19,8 \times 10^3 - \frac{8,7 \times 10^6}{0.9 \times 190}) = -0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]} > -0,90 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

IL faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\sum U_i = n \Pi \Phi = 1 \times 3.14 \times 2 \times 10 \text{ } \Pi = 62,8 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{19,8 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 62,8} = 1,84 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1.84 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99):**

$$\tau_{sU} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Psi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.3 \text{ [cm]}$$

$$\text{On prend } L_s = 42.3 \text{ [cm]}$$

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

$$\text{Donc on substitue à } l_s \text{ la longueur d'ancrage } l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3 = 16.92 \text{ [cm]}$$

4. Calcul à l'ELS :

$$Q_s = 6,75 \text{ [kn/ml]}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 13,8 & 3,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3,5 & 15,0 & 4,0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,0 & 14,0 & 3,0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,0 & 14,0 & 4,0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,0 & 15,0 & 3,5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,5 & 13,8 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = -q_u \begin{Bmatrix} 20,54 \\ 26,71 \\ 22,75 \\ 22,75 \\ 26,71 \\ 20,54 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$\begin{aligned} M_1 &= -1,17q_u = -1,17 \times 6,75 = -7,93 \\ M_2 &= -1,30q_u = -1,30 \times 6,75 = -8,70 \\ M_3 &= -1,04q_u = -1,04 \times 6,75 = -7,01 \\ M_4 &= -1,04q_u = -1,04 \times 6,75 = -7,01 \\ M_5 &= -1,30q_u = -1,30 \times 6,75 = -8,70 \\ M_6 &= -1,17q_u = -1,17 \times 6,75 = -6,28 \end{aligned} \rightarrow \begin{Bmatrix} M_1 = -7,93 \text{ [KN.m]} \\ M_2 = -8,70 \text{ [KN.m]} \\ M_3 = -7,01 \text{ [KN.m]} \\ M_4 = -7,01 \text{ [KN.m]} \\ M_5 = -8,70 \text{ [KN.m]} \\ M_6 = -7,93 \text{ [KN.m]} \end{Bmatrix}$$

Pour tenir compte des semi encastres d'appuis de rives (0 et 7) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient 0,3

$$M_0 = 0,3 \frac{q_u l^2}{8} = -2,92 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = 0,3 \frac{q_u l^2}{8} = -2,92 \text{ [KN.m]},$$

Longueur	travée	X[m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
3,40	0-1	1,48	4,48	10,00	-12,94
3,50	1-2	1,71	2,02	11,60	-12,03
4,00	2-3	2,06	5,65	13,92	-13,08
3,00	3-4	1,5	0,58	10,12	-10,12
4,00	4-5	1,93	5,65	13,08	-13,92
3,50	5-6	1,85	2,02	12,03	-11,60
3,30	6-7	1,91	4,48	12,94	-10,00

• **Moments en travées : (corriger)**

$$M_{(0-1)} = 4,48 + 0,33 (4,48) = 5,96 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 2,02 + 0,33 (2,02) = 2,68 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 5,65 + 0,33 (5,65) = 5,41 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 0,58 + 0,33 (0,58) = 0,77 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 5,65 + 0,33 (5,65) = 5,41 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 2,02 + 0,33 (2,02) = 2,68 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(6-7)} = 4,48 + 0,33 (4,48) = 5,96 \text{ [KN.m]}$$

• **Moments aux appuis : (corriger)**

$$M_0 = -2,92 + 0,33 (2,92) = -1,95 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -7,93 + 0,33 (7,93) = -5,31 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -8,70 + 0,33 (8,70) = -5,83 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -7,01 + 0,33 (7,01) = -4,70 \text{ [KN.m]}$$

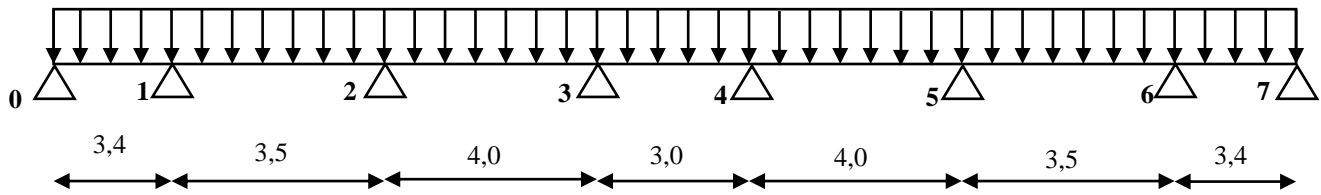
$$M_4 = -7,01 + 0,33 (7,01) = -4,70 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -8,70 + 0,33 (8,70) = -5,83 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -7,93 + 0,33 (7,93) = -5,31 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = -2,92 + 0,33 (2,92) = -1,95 \text{ [KN.m]}$$

4.a .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



4.a .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

[KN.m]

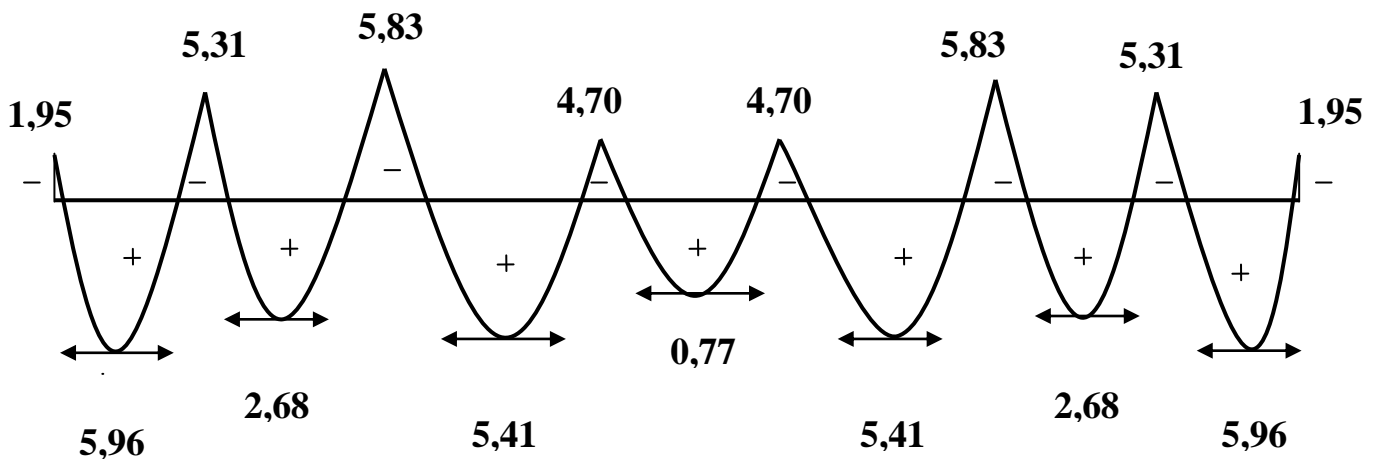
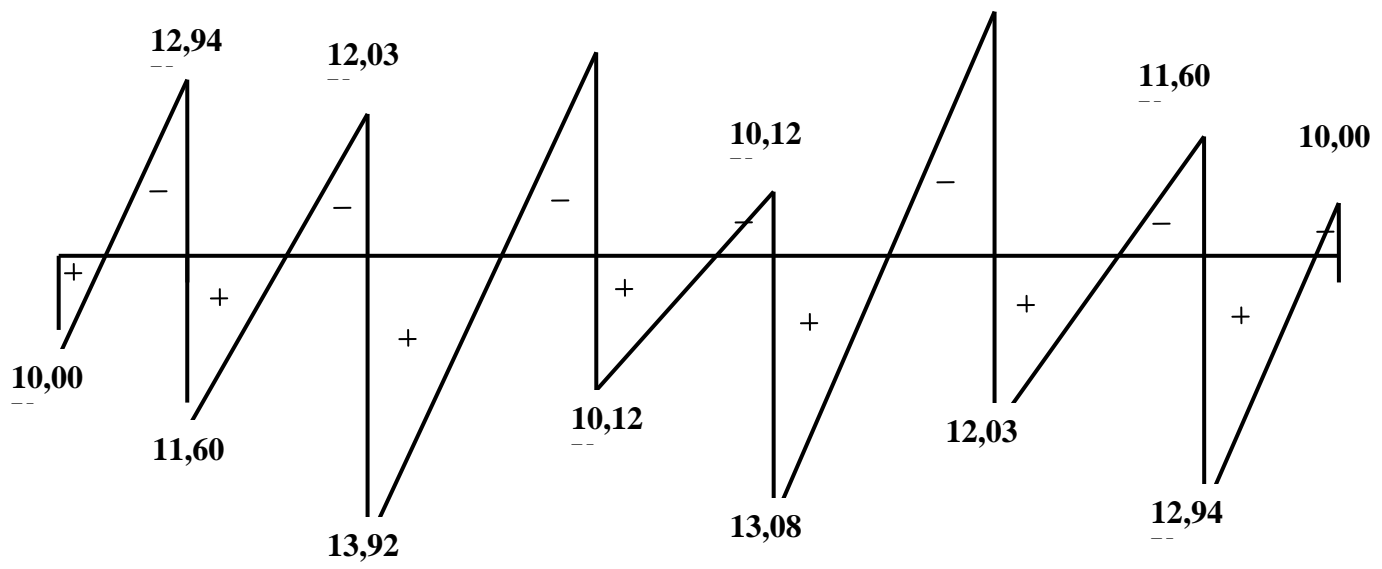


Fig. III.5.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en [KN.m]

[KN.m]



Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99) (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

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

2. Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_{1d} A_s}, K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 19} = 0.688 \Rightarrow \beta_1 = 0.879 \Rightarrow \alpha = 0.361 \Rightarrow K_1 = 0.037$$

$$M_a = 5.83 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5.83 \times 10^6}{0.879 \times 190 \times 1.57 \times 10^2} = 222.34 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} = 222.34 \times 0.037 = 8.22 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 19} = 0.688, \beta_1 = 0.879 \Rightarrow \alpha = 0.361 \Rightarrow K = 0.037$$

$$M = 4.35 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.31 \times 10^6}{0.879 \times 190 \times 1.57 \times 10^2} = 240.65 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 240.65 \times 0.037 = 8.90 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la flèche :

Soit à vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

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

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{21}{370} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n A$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 1.57 = 540,55 [\text{cm}^2]$$

• **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport xx :**

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

$$s_{/xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 19 = 3143,45 [\text{cm}^2]$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3143,45}{540,55} = 5,81 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 5,81 = 15,19 [\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (5,81^3 + 15,19^3) + (65 - 12) 5 \times (5,81 - \frac{5}{2})^2 + 15 \times 1.57 (15,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 21804,52 [\text{cm}^4]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 19} = 0.00688$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 19} = 0.688 \Rightarrow \beta_1 = 0.879$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{[2 + 3 \frac{b_0}{b}] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{[2 + 3 \frac{12}{65}] 0.00688} = 2,4$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,31 \times 10^6}{0.879 \times 190 \times 1.57 \times 10^2} = 240,65 [\text{MPa}]$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00688 \times 240,65 + 2.1} = 0.42$$

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

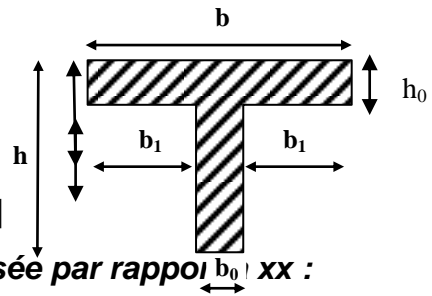
$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 21804,52}{1 + 2.4 \times 0.42} = 11944,70 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{6,31 \times 10^6 (3,70 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 11944,70 \times 10^4} = 6,68 [\text{mm}] < \bar{f} = \frac{3700}{500} = 7,4 [\text{mm}]$$

La flèche est vérifiée

5. Ferrailages des planchers en corps creux :

Planchers étages courants et RDC et sous sol .



Chapitre IV

Exigences du RPA



Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagères qui Provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité qui peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce

phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux
 - Système de contreventement
 - Résultantes des forces sismiques de calcul
 - Les déplacements inter étages sont acceptables
 - L'effet du 2^{ème} ordre(**P-Δ**) soit négligé .

VI-1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le

RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2) Méthode statique équivalente :

VI-2-1) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI-2-2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa , IIb.

$H \leq 30\text{m}$ en zone III.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(**a**).

VI-3) Méthode dynamique modale spectrale :

VI-3-1) Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans

la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI-3-2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de Participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI-4) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié Auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la

Méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI-5) Vérification des conditions de la MSE :

a) Condition sur la hauteur :

Tizi- Ouzou, Zone IIa
 $22.44\text{m} < 65\text{m}$ } \longrightarrow (Condition vérifiée)

b) Régularité en plan :

➤ Forme du bâtiment :

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des Rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{28.00}{18.30} = 1,53 < 4$$

➤ Les excentricités : il faut que :

$$e_x \leq 15\%L_x$$

$$e_y \leq 15\%L_y$$

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 15\% L_x = 4.2$$

—————> (Condition vérifiée).

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 15\% L_y = 2.74$$

—————> (Condition vérifiée).

Avec :

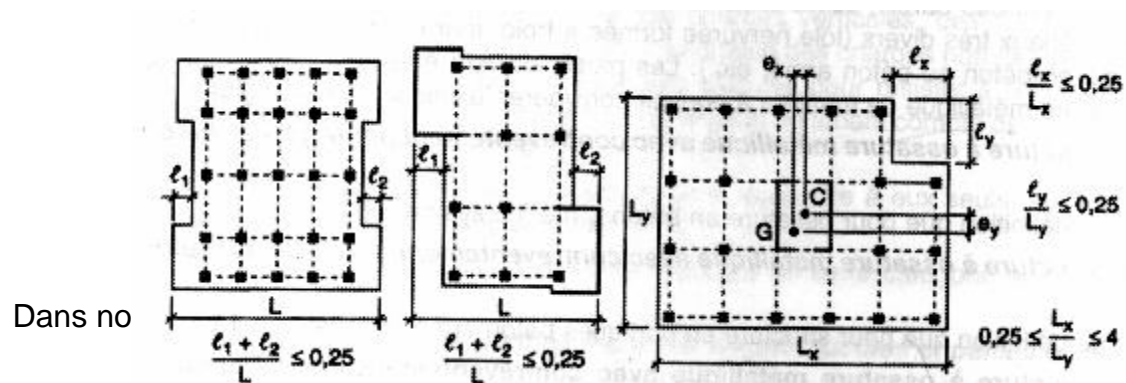
CM : centre de masse et **CR** centre de torsion.

Tableau VI -1 : Résultats des vérifications

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	15%L x	15%L y	vérificatio n
STORY 1	13,82 5	8,85 3	13,86 3	8,81 4	0,03 8	0,03 9	4.2	2.74	vérifiée
STORY 2	13,82 5	8,85 3	13,87 8	8,78 7	0,05 3	0,06 6	4.2	2.74	vérifiée
STORY 3	13,82 5	8,85 3	13,88 1	8,77 6	0,05 6	0,07 7	4.2	2.74	vérifiée
STORY 4	13,82 5	8,85 3	13,87 8	8,77 3	0,05 3	0,08	4.2	2.74	vérifiée
STORY 5	13,82 5	8,85 3	13,87 3	8,77 5	0,04 8	0,07 8	4.2	2.74	vérifiée
STORY 6	13,82 5	8,85 3	13,86 6	8,78	0,04 1	0,07 3	4.2	2.74	vérifiée
STORY 7	13,82 5	8,86 8	13,86	8,78 6	0,03 5	0,08 2	4.2	2.74	vérifiée

➤ Décrochements du bâtiment :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



$$l_1 + l_2 = 3,00 + 3,00 = 6,00 \text{ m.}$$

$$0,25 Lx = 0,25 \times 22.44 = 5.61$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 Lx \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

• **Suivant le sens (y-y) :**

$$l_1 + l_2 = 3,5 + 4,5 = 8.0 \text{ m.}$$

$$0,25 Ly = 0,25 \times 18.30 = 9.15 \text{ m}$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 Ly \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

➤ **Ouvrages dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% ST$$

Avec :

S₀ : Surface totale des ouvertures.

ST : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 93.69 \text{ m}^2.$$

$$ST = 512.40 \text{ m}^2.$$

$$15\% ST = 103.29 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% ST \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

Conclusion 1:

Toutes conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu,

Dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

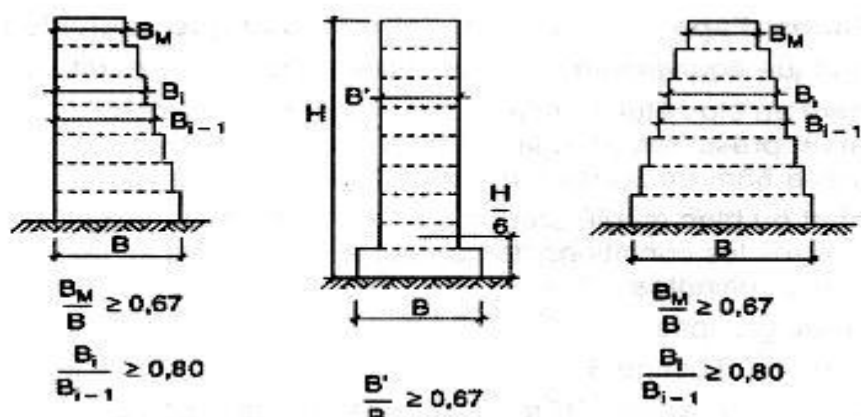


Figure VI- 2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la Condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

Les trois conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Cependant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.6.

VI-6) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

W Gi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes

Éventuels, solidaires de la structure.

W Qi : charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Valeurs du coefficient de pondération **B**

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés **B=0,20**

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa
Groupe 2 } → A = 0,15

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (3.4. RPA 99/ version 2003) .

2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

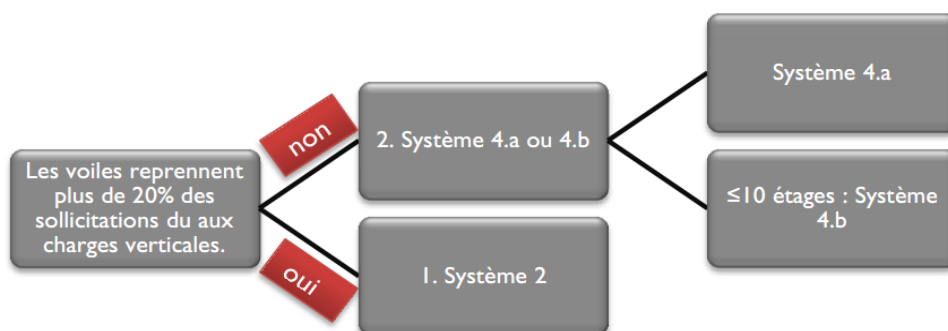
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification

D'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



Conclusion :

Les voiles et les portiques participent au système de contreventement, donc le

Système est mixte portiques/voiles avec interaction.

Mixte portique /voiles avec interaction $\Rightarrow (R = 5)$.

VI-10) Justification de l'interaction portiques –voiles :

➤ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

▪ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

➤ **Sens longitudinal :**

	Sens x-x				
Niveau	Les sismique repris Par (poteaux+voiles)	Les sismique repris Par voiles		Les sismique repris Par les poteaux	
5	136,3673	51,8709	38,037%	104,0363	76,29%
4	816,0265	252,1753	30,90%	563,9096	69,10%
3	1389,0312	408,3891	29,40%	980,864	70,71%
2	1658,4833	485,6797	29,28%	1173,124	70,73%

1	1588,2758	450,6 672	28,37 %	1138,0 856	71,6 5%
RDC	1206,4786	374,3 86	31,03 %	832,62 21	69,0 1%
s-sol	580,6766	260,5 999	44,87 %	320,91 36	55,2 6%

➤ **Sens transversal :**

	Sens y-y				
Niveau	charges sismique reprise Par (poteaux+voiles)	Charges sismique reprise Par voiles		charges sismique reprise Par les portiques	
5	411,1781	139,9373	34,04%	279,5672	67,99%
4	354,1519	63,4505	17,92%	290,7014	82,08%
3	581,413	91,6456	17,67%	493,0292	82,79%
2	728,7859	129,5885	17,78%	602,1884	82,12%
1	739,2738	122,1705	16,52%	621,3928	84,05%
RDC	589,3867	104,4278	17,71%	490,0624	83,14%
s-sol	248,9753	50,4419	20,26%	198,53	79,74%

-Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont :

- **Charges verticales reprise par les portiques :(80.8%)**
- **Charges verticales reprise par les voiles :(19.20%)**

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(4.4. RPA 99/ version 2003)**.

❖ **Sens longitudinal :**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00

2-Redondance en plan	Oui	0,00
3-Régularité en plan	Oui	0,00
4-Régularité en élévation	Oui	0,00
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de qualité des l'exécution	Non	0,01

Tableau VI-1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

Sens transversal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2-Redondance en plan	Oui	0,00
3-Régularité en plan	Oui	0,00
4-Régularité en élévation	Oui	0,00
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de qualité des l'exécution	Non	0,01

Tableau VI-2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,01) = 1,15 \Rightarrow \mathbf{Q = 1,15}$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

5) Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Tableau VI- 3 : la période fondamentale et le taux de participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,656359	9,3029	71,2961	0	9,3029	71,2961	0
2	0,637534	71,1039	9,0577	0	80,4068	80,3538	0
3	0,600527	0,0195	0,0047	0	80,4263	80,3585	0
4	0,230067	2,341	9,4976	0	82,7672	89,8562	0
5	0,217065	9,874	2,4854	0	92,6413	92,3416	0
6	0,168833	0,002	0,0009	0	92,6433	92,3424	0
7	0,114609	1,2431	3,1696	0	93,8864	95,512	0
8	0,106976	3,1377	1,3791	0	97,0241	96,8912	0
9	0,079213	0,0003	0,0002	0	97,0244	96,8914	0
10	0,068886	0,7079	1,2128	0	97,7323	98,1042	0
11	0,064189	1,1899	0,7686	0	98,9222	98,8728	0
12	0,046669	0,3252	0,4549	0	99,2474	99,3277	0

Selon l'article **(4.2.4.RPA 99/ version 2003)** la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (**N**) :

$h_N = 22.44m$.

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau **(4.6.Art 4.24 RPA 99/ version 2003)** .

CT = 0,05

D'où : $T = 0,05 \times (22.44)^{\frac{3}{4}} = 0,51s$

La valeur de **T** doit être majorée de 30%

$T = 1,3 \times 0,51 = 0,663 s \Rightarrow T = 0,663s$

$\Rightarrow 0,635 < 0,663s$

→ (Condition vérifiée.)

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **(4.7.Art3.3 RPA99/ version 2003)**.

La nature du sol : meuble (site S2) $\Rightarrow T_2 = 0,40s$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,70$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2. RPA99/version 2003)

$$\xi=10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

$$\Rightarrow \eta = 0,76$$

$T_1=0,15\text{sec}$ **(Tableau 4.7 RPA99/version 2003)**

$T_2=0,40\text{sec}$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{0,40}{0,79} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,20 \quad \Rightarrow \quad D = 1,20$$

Application numérique:

navire

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,20 \times 1,15}{5} * 24717,5 = 2558,26 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V = 2558,26 \text{KN}$$

VI-7) vérification de la résultante des forces sismiques à la base:(Art 4.3.6. RPA 99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule

Empirique appropriée $V_D \geq 0,80 V_s$.

forces sismiques KN				vérification	
MSE (V_{\max})		ETABS (v_i)		V_t/V	
		E_x	E_y	x	y
x	y	x	y	$>0,80$	$>0,80$
2558,26	2558,26	1291,35	1261,1	CV	CV

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

VI-8) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% h_e$$

□ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta_k}$ (cm)	Conditions
5	5	0.119	0.595	0.055	3,06	Vérifiée
4	5	0.108	0.54	0.07	3,06	Vérifiée
3	5	0.094	0.47	0.085	3,06	Vérifiée
2	5	0.077	0.385	0.1	3,06	Vérifiée
1	5	0.057	0.285	0.105	3,06	Vérifiée
RDC	5	0.036	0.18	0.1	3,06	Vérifiée
s-sol	5	0.016	0.08	0.08	3,06	Vérifiée

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau V-4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

➤ **Sens transversal :**

Tableau IV-5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Conditions
5	5	0.126	0.630	0.055	3,06	Vérifiée
4	5	0.115	0.575	0.075	3,06	Vérifiée
3	5	0.10	0.50	0.095	3,06	Vérifiée
2	5	0.081	0.405	0.1	3,06	Vérifiée
1	5	0.061	0.305	0.115	3,06	Vérifiée
RDC	5	0.038	0.19	0.105	3,06	Vérifiée
s-sol	5	0.017	0.085	0.085	3,06	Vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VI-9) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K

V_K: effort tranchant d'étage au niveau **K**.

Δ_K : déplacement relatif du niveau **K** par rapport au niveau (**K-1**).

h_K : hauteur de l'étage **K**.

θ : facteur d'instabilité

Tableau VI-8 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_x	$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_y
5	3488,76	0.055	1002,5172	0.59246	0.055	984,9528	0.0644010
4	6855,69	0.075	1804,1454	0.47441	0.075	1764,549	0.0518031
3	10222,62	0.095	2462,6268	0.40915	0.095	2406,1086	0.04472222
2	13589,55	0.1	3000,7584	0.424049	0.1	2931,327	0.04635904
1	16956,48	0.115	3433,5036	0.402108	0.115	3353,6682	0.04396608
RDC	20323,41	0.105	3749,0202	0.483428	0.105	3661,443	0.05771479
s-sol	23943,3	0.085	3951,531	0.667486	0.085	3858,966	0.07299517

Conclusion 1 :

Les efforts du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion 2 :

Après vérification on opte pour les sections de poteaux suivantes :

(40x40) \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sous-sol.} \\ \text{RDC} \\ \text{1^{er} étage ; 5^{ème} étage.} \end{array} \right.$

Les exigences du RPA ont été observées nous allons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre IV

Ferraillage des poutres



VII-ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'**ELU** et vérifiées à L'**ELS**, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **ELU**..... $1,35 G+1,5Q$
- **ELS**..... $G + Q$
- **RPA99 révisé 2003**..... $G+Q\pm E$
 $0,8G\pm E$

VII-1- Recommandations du RPA99 :

1-Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1):

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

$A_{min}=0,5\% b.h$

- Poutres principales de (25x40) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = \mathbf{5,00cm^2}$.
- Poutres secondaires de (25x35) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = \mathbf{4.37cm^2}$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

-Poutres principales de (25x40) : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 40 = \mathbf{40 cm^2}$.

-Poutres secondaires de (25x35) : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = \mathbf{35cm^2}$.

✓ **en zone de recouvrement :**

-Poutres principales de (25x40) : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 40 = \mathbf{60cm^2}$.

-Poutres secondaires de (25x35) : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = \mathbf{52.5cm^2}$.

➤ La longueur de recouvrement est de 40Φ (**zone IIa**).

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2-Armatures transversales (Art-7.5.2.2) :

➤ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale. (zone de recouvrement)

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3-Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93 annexes E₃**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-1-2- Calcul de ferraillage :

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

Si : $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ \longrightarrow la section est doublement armée (SDA).

On calcul : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

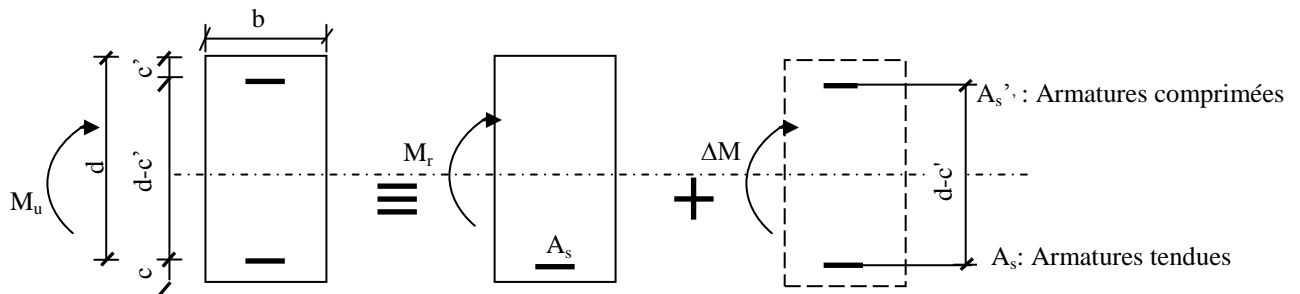
Armatures

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

comprimées :

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$



FigVII-1 : section rectangulaire doublement armée.

1-Ferraillage des poutres principales (poutre transversales) :

a-Armatures en travées :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage
5	58.59	0,065	SSA	0,967	1.20	6,03	6,85	3HA14
4	56.89	0,062	SSA	0,968	1.20	6,03	6,85	3HA14
3	55.96	0,058	SSA	0,970	1.20	6,03	6,85	3HA14
2	54.15	0,056	SSA	0,971	1.20	6,03	6,85	3HA14
1	52.91	0,065	SSA	0,967	1.20	6,03	6,85	3HA14
RDC	47.58	0,066	SSA	0,966	1.20	6,03	6,85	3HA14
S-sol	46.05	0,053	SSA	0,973	1.20	6,03	6,85	3HA14

b- Armatures aux appuis :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage
5	91.87	0,281	SSA	0,832	1.20	12.02	12,06	3HA14+3HA12
4	94.98	0,264	SSA	0,843	1.20	11.89	12,06	3HA14+3HA12
3	92.16	0,245	SSA	0,858	1.20	11.63	12,06	3HA14+3HA12
2	88.35	0,218	SSA	0,876	1.20	11.47	12,06	3HA14+3HA12
1	84.26	0,172	SSA	0,905	1.20	8.76	12,06	3HA14+3HA12
RDC	75.38	0,115	SSA	0,939	1.20	5.65	12,06	3HA14+3HA12
S-sol	68.62	0,068	SSA	0,965	1.20	3.28	12,06	3HA14+3HA12

2-Ferraillage des poutres secondaires (poutres longitudinales) :

a-Armatures en travées :

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage
5	42.30	0.145	SSA	0.921	1.05	4.43	4.62	3HA14
4	36.04	0.138	SSA	0.925	1.05	4.21	4.62	3HA14
3	30.54	0.131	SSA	0.930	1.05	3.96	4.62	3HA14
2	27.62	0.126	SSA	0.932	1.05	3.79	4.62	3HA14
1	23.51	0.145	SSA	0.922	1.05	4.41	4.62	3HA14
RDC	23.28	0.148	SSA	0.919	1.05	4.52	4.62	3HA14
s-sol	23.28	0.119	SSA	0.937	1.05	3.57	4.62	3HA14

b- Armatures aux appuis :

niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage
5	72.92	0.237	SSA	0.863	1.05	7.71	8.01	3HA14+3HA12
4	64.28	0.219	SSA	0.875	1.05	7.02	8.01	3HA14+3HA12
3	55.58	0.200	SSA	0.887	1.05	6.33	8.01	3HA14+3HA12
2	42.53	0.174	SSA	0.904	1.05	5.40	8.01	3HA14+3HA12
1	28.24	0.120	SSA	0.936	1.05	3.62	8.01	3HA14+3HA12
RDC	20.39	0.076	SSA	0.960	1.05	2.23	8.01	3HA14+3HA12
s-sol	20.08	0.034	SSA	0.983	1.05	0.99	8.01	3HA14+3HA12

VII-1-3- Vérification à l'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres transversales (25x40) : $A_{min}=1,20\text{cm}^2$.

Pour les poutres longitudinales (25x35) : $A_{min}=1.05cm^2$.

$A_{min} < A_s \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b- Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

Il faut vérifier que $\bar{\tau}_u < \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

"Pour les poutres transversales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{203,71 \times 10^3}{250 \times 375} = 2,173 MPa$

"Pour les poutres longitudinales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{58,30 \times 10^3}{250 \times 325} = 0,717 MPa$

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

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

C- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour les poutres transversales:

$T_u = 230,71 KN \leq \bar{T}_u = 562 KN \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Pour les poutres longitudinales :

$T_u = 58,30 KN \leq \bar{T}_u = 487,5 KN \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d- Influence de l'effort T_u sur les armatures transversales :

(Art A.5.1,32/BAEL91) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$D'où $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$$

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

Avec M_u : est pris avec son signe.

Si $(V_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

➤ Pour les poutres transversales:

$$230,71 - \frac{113,393}{0,9 \times 0,375} = -105,27 < 0$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$$58,3 - \frac{31,142}{0,9 \times 0,325} = -48,16 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e- Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}^{\max}}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres.

➤ **Pour les poutres transversales:**

$$\sum U_i = 8 \times 3,14 \times 1,6 = 40,192 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{244,41 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 40,192} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Pour les poutres longitudinales :**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 (1,6 + 1,2) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{58,30 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 26,376} = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f- Calcul des ancrages des barres :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1, 21.

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$.

g- Calcul les armatures longitudinales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t \geq 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h- détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(65,67 ; 50 ; 50 ; 60) = 65,67 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i- calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right)$$

– Pour les poutres : $S_t = 7 \text{ cm}$.

– Pour les poutres longitudinales: $S_t = 7 \text{ cm}$.

- **En zone courante (travée) :**

Pour les poutres principales : $s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow s_t = 18 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow s_t = 18 \text{ cm}$

J- Armatures longitudinales minimales:

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- ✓ **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 7 \times 35 = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Zone courante:**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 18 \times 35 = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,89 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-1-4 Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K.

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferraillage des poutres principales :

- Aux appuis :

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
5	68.325	12.06	1.206	0.842	16.65	134.39	8.072	15	vérifiée
4	61.869	12.06	1.206	0.842	16.65	121.86	7.319	15	vérifiée
3	57.695	12.06	1.206	0.842	16.65	113.63	6.825	15	vérifiée
2	52.212	12.06	1.206	0.842	16.65	102.83	6.176	15	vérifiée
1	47.134	12.06	1.206	0.842	16.65	92.83	5.575	15	vérifiée
RDC	41.865	12.06	1.206	0.842	16.65	82.46	4.953	15	vérifiée
s-sol	29.965	12.06	1.206	0.842	16.65	59.02	3.535	15	vérifiée

- En travée :

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
5	28.381	6.03	0.603	0.837	25.65	112.464	4.385	15	vérifiée
4	27.052	6.03	0.603	0.837	25.65	107.198	4.179	15	vérifiée
3	25.612	6.03	0.603	0.837	25.65	101.492	3.957	15	vérifiée
2	24.537	6.03	0.603	0.837	25.65	97.232	3.791	15	vérifiée
1	27.889	6.03	0.603	0.837	25.65	110.515	4.309	15	vérifiée
RDC	28.472	6.03	0.603	0.837	25.65	112.825	4.399	15	vérifiée
s-sol	23.282	6.03	0.603	0.837	25.65	92.259	3.597	15	vérifiée

- Vérification du ferraillage des poutres secondaires :

- Aux appuis :

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
5	17.525	8.01	1.370	0.844	17.05	80.155	4.701	15	vérifiée
4	15.537	8.01	1.370	0.844	17.05	71.063	4.168	15	vérifiée

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

3	13.928	8.01	1.370	0.844	17.05	63.703	3.736	15	vérifiée
2	12.150	8.01	1.370	0.844	17.05	55.571	3.259	15	vérifiée
1	8.705	8.01	1.370	0.844	17.05	39.815	2.335	15	vérifiée
RDC	6.187	8.01	1.370	0.844	17.05	28.298	1.659	15	vérifiée
s-sol	2.851	8.01	1.370	0.844	17.05	13.398	0.785	15	vérifiée

- En travée :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
5	15.826	4.62	0.996	0.861	20.97	70,268	3.351	15	vérifiée
4	13.839	4.62	0.996	0.861	20.97	61,446	2.930	15	vérifiée
3	12.226	4.62	0.996	0.861	20.97	54,284	2.589	15	vérifiée
2	10.157	4.62	0.996	0.861	20.97	45,098	2,151	15	vérifiée
1	6.936	4.62	0.996	0.861	20.97	30,796	1,469	15	vérifiée
RDC	4.440	4.62	0.996	0.861	20.97	19,714	0,940	15	vérifiée
s-sol	1.3775	4.62	0.996	0.861	20.97	6,116	0,292	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

-Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8$$

$$\text{Sens transversal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1$$

❖ Evaluation de la flèche :[BAEL91/B.6.5,3]

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant

Chapitre V

Ferrailage des poteaux



VIII- ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU, en procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \longrightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \longrightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \longrightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G + E \longrightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VIII-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

1- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur du poteau est de **0,8%** en toute section. (zone IIa)

$$A_{\min}=0,8\% \text{ b.h}$$

Poteau (40x 40) : $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone de recouvrement :**

Poteau (40x40) : $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.

✓ **en zone courante :**

Poteau (40x40) : $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$.

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.

- La longueur de recouvrement minimal des recouvrements $L_r = 40 \Phi_L^{\min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

2- Armatures transversales :(Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003) :

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
 - Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g élancement géométrique.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : l'élancement de flambement des poteaux.

Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_t^{\min}$$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

❖ Quantité d'armatures transversales minimale : **(Art7.4.2 .2/ RPA99 révisée 2003).**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

-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.

VIII-3-Calcul de ferraillage:

1) Calcul à l'ELU :

Etapes de calcul en flexion composée :

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$ alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

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

M_f : Moment fictif.

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

- Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu < \mu_l \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_s et A'_s

Si : $\mu \leq \mu_l = 0,392$ (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$.

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ (SDA)

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - Mf}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

- Effort normaux :

N>0 : traction.

N<0 : compression.

• Ferraillage à l'ELU :

Dans notre ouvrage, on a des poteaux carrés donc on adoptera le même ferraillage pour les deux sens (longitudinal et transversal).

niveau	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	section (b x h) (cm) ²	obs.	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferraillage
5	N _{min} = -120,53	M _{cor} = 0,504	40×40	SEC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+4HA14
	N _{max} =-986,87	M _{cor} = 18,239		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -275,62	M _{max} = -34,459		SPC	0,00	0,00			
4	N _{min} = -96,17	M _{cor} = 0,178	40×40	SPC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+4HA14
	N _{max} = -808,14	M _{cor} = -23,242		SPC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -354,22	M _{max} =-32,65		SPC	0,00	0,00			
3	N _{min} = -74,02	M _{cor} = -1,893	40×40	SEC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+4HA14
	N _{max} = -635,15	M _{cor} = 26,24		SEC	0,00	0,00			

Le tableau qui suit résume les calculs et le ferraillage des poteaux :

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

	$N_{cor} = -265,77$	$M_{max} = -31,425$		SPC	0,66	0,00			
2	$N_{min} = -45,57$	$M_{cor} = -0,137$	40×40	SPC	0,00	0,00	12,8 0	14,19	4HA16+4H A14
	$N_{max} = -464,25$	$M_{cor} = 20,715$		SPC	0,00	0,00			
	$N_{cor} = -194,15$	$M_{max} = -24,24$		SPC	0,00	0,00			
1	$N_{min} = -20,84$	$M_{cor} = -4,689$	40×40	SEC	0,00	0,00	12,8 0	14,19	4HA16+4H A14
	$N_{max} = -297,87$	$M_{cor} = 24,5$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{cor} = -118,8$	$M_{max} = -27,82$		SPC	0,00	0,00			
RDC	$N_{min} = -20,84$	$M_{cor} = -4,689$	40×40	SEC	0,00	0,08	12,8 0	14,19	4HA16+4H A14
	$N_{max} = -297,87$	$M_{cor} = 24,5$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{cor} = -118,8$	$M_{max} = -27,82$		SPC	0,00	0,82			
S-sol	$N_{min} = 4,68$	$M_{cor} = 3,141$	40×40	SEC	0,30	0,00	12,8 0	14,19	4HA16+4H A14
	$N_{max} = -132,39$	$M_{cor} = -5,482$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{cor} = -64,24$	$M_{max} = -29,9$		SPC	0,00	1,80			

2) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3,2/RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

Avec: $\lambda_g = (l_f/a ; l_f/b)$

$l_f = 0,707.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de (40x40) : $\lambda_g = \frac{0,707 \times 306}{40} = 5.408$
- Poteau de sous-sol (40x40) : $\lambda_g = \frac{0,707 \times 408}{40} = 7.211$

si : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \overline{T}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$

et si : $\lambda_g < 5 \longrightarrow \overline{T}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismique GQE

• Poteaux 40x40 :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{b d} = \frac{32,33 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,22 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Cas (sous sol) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{b d} = \frac{57,82 \times 10^3}{400 \times 408} = 0,35 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad , \quad L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \Phi$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$

c) 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.

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ cm} \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ_t : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adopte :

Deux cadre : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

-Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t \text{ min}=8\text{cm}$.

❖ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suite :

● En zone nodale :

$$St \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,4; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$$

$$St = 7,5\text{cm}.$$

● En zone courante :

$$St \leq \min 15 \phi_l^{\min} = 21\text{cm}$$

$$St = 9\text{cm}.$$

Avec ϕ_l^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : **Tu** : Effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur totale de la section brute.

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

λ_g : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal :

$\lambda_g = 2,5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée λ_g

$\lambda_g = 3,75$ dans le cas contraire.

● Poteaux 40x40 :

T=32,33(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T_u S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 32,33 \times 10 \times 9}{40 \times 400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Cas (sous sol) :

T=57,82(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{2,5 \times 57,82 \times 10 \times 9}{40 \times 400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ En zone nodale ($S_t = 7,5\text{cm}$) :

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 7,5 \times 50 = 1,13 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2.$$

✓ En zone courante ($S_t = 9\text{cm}$) :

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 9 \times 50 = 1,35 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2.$$

3) Vérifications à l'ELS:

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ 1^{er} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

- La section homogène est :



$$S = b \cdot h + n(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \longrightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c)^2 + (V_1 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M(V_1 - c')}{I} \right) \leq \sigma_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M(V_2 - c)}{I} \right) \leq \sigma_s$$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B₀ : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15A_s$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ 2^{eme} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \longrightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

C_1 : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Il faut vérifier que :

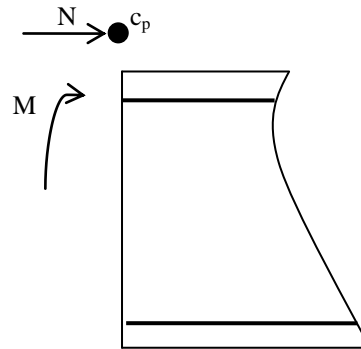
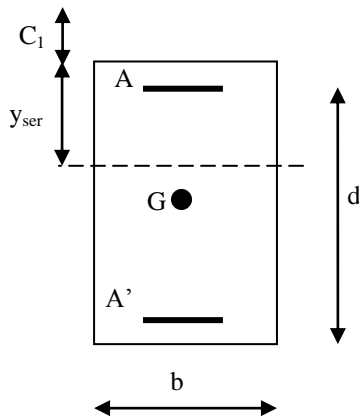
$$\sigma_{bc} = k \times y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,9 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Ou : } k = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + C_1 \quad \text{et} \quad C_1 = d - e_a$$

$$\text{Avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A}{b} (d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A}{b} (d - c')^2$$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 \longrightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \mu = \sqrt[3]{t} ; y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{Si : } \Delta \leq 0 \longrightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Nive aux	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	obs.	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_c	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
Sous sol	$N_{max}=1645,96$	$M_{cor}=1,206$	0,000 7	SPC	5,1 0	5,1 0	15	vérifié e	76, 1	77, 0	348	vérifié e
	$N_{min}=-290,85$	$M_{cor}=-2,03$	0,006 9	SEC	1,0	0,8	15	vérifié e	14, 3	12, 8	348	vérifié e
	$N_{cor}=-614,09$	$M_{max}=14,74$ 7	0,024 0	SPC	1,5	2,3	15	vérifié e	23	34, 2	348	vérifié e
RDC	$N_{max}=1482,38$	$M_{cor}=1,711$	0,001 2	SPC	4,5	4,6	15	vérifié e	68, 3	69, 6	348	vérifié e
	$N_{min}=-107,64$	$M_{cor}=-15,73$	0,146 2	SEC	0,8	0,0	15	vérifié e	11, 1	-1,3	348	vérifié e
	$N_{cor}=-682,19$	$M_{max}=-21,878$	0,032 0	SPC	2,7	1,5	15	vérifié e	40, 1	23, 4	348	vérifié e
1	$N_{max}=-1291,2$	$M_{cor}=2,178$	0,001 6	SPC	3,9	4,1	15	vérifié e	59, 2	60, 9	348	vérifié e
	$N_{min}=-324,75$	$M_{cor}=-13,257$	0,040 8	SPC	1,4	0,6	15	vérifié e	20, 2	10, 1	348	vérifié e
	$N_{cor}=-329,81$	$M_{max}=33,579$	0,101 8	SPC	0,1	2,0	15	vérifié e	2,6	28, 1	348	vérifié e
2	$N_{max}=-1143,7$	$M_{cor}=12,301$	0,010 8	SEC	3,9	4,8	15	vérifié e	58, 8	71, 4	348	vérifié e
	$N_{min}=-307,64$	$M_{cor}=2,187$	0,007 1	SPC	1,1	1,3	15	vérifié e	16, 4	18, 6	348	vérifié e
	$N_{cor}=-457,77$	$M_{max}=-21,913$	0,047 9	SPC	2,6	0,9	15	vérifié e	37, 3	14, 8	348	vérifié e
3	$N_{max}=-993,42$	$M_{cor}=11,415$	0,011 5	SPC	3,3	4,2	15	vérifié e	50, 7	62, 4	348	vérifié e
	$N_{min}=-283,65$	$M_{cor}=1,765$	0,006 2	SPC	1,0	1,1	15	vérifié e	15, 2	17	348	vérifié e

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

	N _{cor} = -419,69	M _{max} =-32,301	0,077 0	SPC	2,8	0,4	15	vérifié e	40, 4	7,3	348	vérifié e
4	N _{max} =-853,97	M _{cor} =14,46 2	0,017 0	SPC	2,7	3,8	15	vérifié e	41, 2	56	348	vérifié e
	N _{min} = -245,55	M _{cor} =1,505	0,006 1	SPC	0,9	1,0	15	vérifié e	13, 2	14, 7	348	vérifié e
	N _{cor} = -382,34	M _{max} =-26,943	0,070 5	SPC	2,5	0,4	15	vérifié e	35, 6	8,0	348	vérifié e
5	N _{max} = -717,74	M _{cor} =13,079	0,018 2	SPC	2,8	4,3	15	vérifié e	43, 2	63, 1	348	vérifié e
	N _{min} = -184,61	M _{cor} =0,591	0,003 2	SPC	0,9	0,9	15	vérifié e	13, 2	14, 1	348	vérifié e
	N _{cor} = -321,48	M _{max} =-20,74	0,064 5	SPC	2,8	0,4	15	vérifié e	39, 6	8,0	348	vérifié e

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

Niveau x	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	d(cm)	b(c m)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	obs
Sous sol	N _{max} = - 1645,96	M _{cor} = 1,206	0,0007	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	N _{min} = -290,85	M _{cor} =-2,03	0,0069	47,5	50	7,056	24,13	vérifiée
	N _{cor} = -614,09	M _{max} =14,74 7	0,0240	47,5	50	7,065	24,13	vérifiée
RDC	N _{max} = - 1482,38	M _{cor} = 1,711	0,0012	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	N _{min} = -107,64	M _{cor} = - 15,73	0,1462	47,5	50	7,124	24,13	vérifiée
	N _{cor} = -682,19	M _{max} =- 21,878	0,0320	47,5	50	6,974	24,13	vérifiée
1	N _{max} =-1291,2	M _{cor} =2,178	0,0016	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	N _{min} = -324,75	M _{cor} =- 13,257	0,0408	47,5	50	7,073	24,13	vérifiée
	N _{cor} = -329,81	M _{max} =33,579	0,1018	47,5	50	7,102	24,13	vérifiée
2	N _{max} = - 1143,7	M _{cor} = 12,301	0,0108	42,5	45	5,684	20,35	vérifiée
	N _{min} = -307,64	M _{cor} =2,187	0,0071	42,5	45	5,683	20,35	vérifiée
	N _{cor} = -457,77	M _{max} =- 21,913	0,0479	42,5	45	5,700	20,35	vérifiée
3	N _{max} =- 993,42	M _{cor} = 11,415	0,0115	42,5	45	5,685	20,35	vérifiée
	N _{min} = -283,65	M _{cor} = 1,765	0,0062	42,5	45	5,682	20,35	vérifiée
	N _{cor} = -419,69	M _{max} =- 32,301	0,0770	42,5	45	5,713	20,35	vérifiée

[Titre du document]

Ferraillage des poutres

4	$N_{\max} = -853,97$	$M_{\text{cor}} = 14,46$ 2	0,0170	42,5	45	5,687	20,35	vérifiée
	$N_{\min} = -245,55$	$M_{\text{cor}} = 1,505$	0,0061	42,5	45	5,682	20,35	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -382,34$	$M_{\max} = -$ 26,943	0,0705	42,5	45	5,710	20,35	vérifiée
5	$N_{\max} = -$ 717,74	$M_{\text{cor}} =$ 13,079	0,0182	37,5	40	4,462	14,19	vérifiée
	$N_{\min} = -184,61$	$M_{\text{cor}} = 0,591$	0,0032	37,5	40	4,456	14,19	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -321,48$	$M_{\max} = -$ 20,74	0,0645	37,5	40	4,480	14,19	vérifiée

Chapitre VI

Ferrailage des voiles



VII.3. Ferrailage des voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Calcul se fera en flexion composée.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend un seul type de voile, que nous allons ferrailer par zone, pour faciliter la réalisation et réduire les calculs.

- Zone1 : Sous-sol
- Zone2 : le reste des étages.

- Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Selon le RPA version 2003} \\ \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.3.1. Exposé 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton, **I** : moment d'inertie du trumeau,

V et V' : bras de levier . $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad ; \quad L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

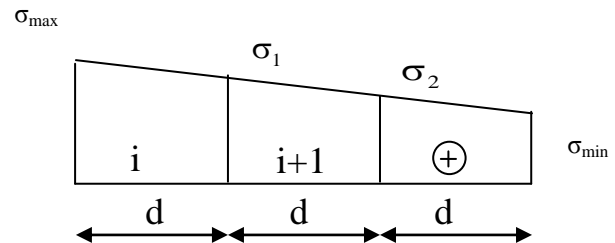
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

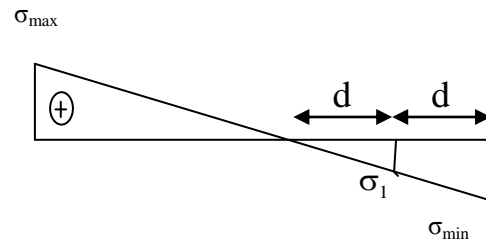
e : épaisseur du voile



• **Section partiellement comprimée**

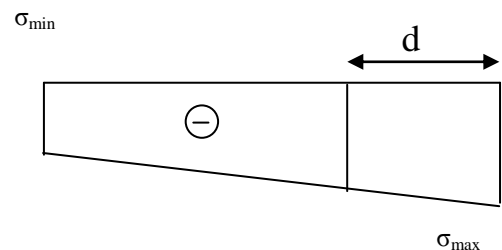
$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



1. Armatures verticales

• **Section entièrement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile,

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa .

• **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa.

- **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa ;

2. Armatures minimales

- **Compression simple : (Art.A.8.1,2 BAEL91)**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement, mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% , \quad B$: section du béton comprimée.

- **Traction simple : (BAEL91)**

- $A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad B$: section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA99 (version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15 %
- en zone courantes 0.10 %

a. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 $\longrightarrow A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA99 (version 2003) $\longrightarrow A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

c. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$
$$T = 1.4 LV_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction, dus au moment de renversement.

d. Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

e. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

f. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

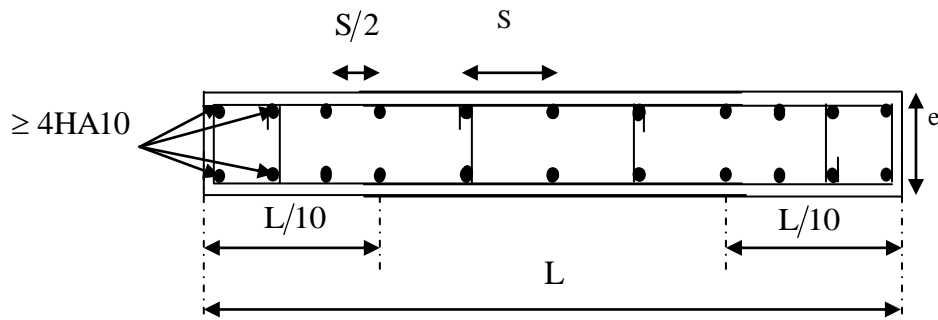


Figure 9.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.2. Vérification :

1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal appliqué

B : section du béton,

A : section d'armatures adoptée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4 V_{U, \text{calculé}}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile,

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$),

h : hauteur totale de la section brute.

• **D'après le BAEI 91**

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I :

$$L = 1,2 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = -2770 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4313 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, L_t = L = 1,20 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.53 \text{ m}$$

Soit un tronçon : **$d = 1,03 \text{ m}$.**

➤ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -3701.9 \text{ kn/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 666.61 \text{ Kn}$$

-Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 19.15 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{ème} tronçon**

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -7403.98 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1143.9 \text{ Kn}$$

-Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 32.87 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{ème} tronçon

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 1206.84 \text{ Kn}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 34.67 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (3.6 \text{ cm}^2, 12.6 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est :

$$A_v = 86.87 \text{ cm}^2 \longrightarrow 28 \text{ HA14} = 43.3 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 13 \text{ cm}$$

-Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 :} \longrightarrow A_H = \frac{A_v}{4} = 21.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) :} \longrightarrow A_H \geq 0.15 B \% = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 20 \text{ HA12} = 22.62 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \longrightarrow S_t = 17 \text{ cm}$$

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit HA8.

-Armature de coutures :

$$\left. \begin{aligned} A_{vj} &= 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 132}{400} \\ A_{vj} &= 0,51 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Soit : } 8\text{HA8} = 4.02 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes :

- **BAEL 91 :** $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16,09 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3190} = 0,028 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

- **RPA 2003 :** $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 16,09 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3190} = 0,039 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0,0329 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \longrightarrow \sigma_b = \frac{988,5 \times 10^{-3}}{0,24 + 86,6 \times 15 \times 10^{-4}} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont donnés sous forme du tableau suivant :

Zone			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	he		4.08	3.06
	L (m)		1.20	1.20
	B (m²)		0,24	0,24
	e (m)		0,2	0,2
sollicitations de calcul	max(kn/ m²)		-2770	-2645
	min(Kn/ m²)		-4313	-4274
	Vu (Kn)		16 ,09	8,91
	Nature de la section		SET	SET
	Lt (m)		1,20	1,20
	Lc (m)		0	0
	d(m)		1 ,03	1 ,03
Ferrailages	N (Kn)	N ₁	666.61	650.30
		N ₂	1143.9	1133.57
		N ₃	1206.84	1195.93
	Av (cm²)	A ₁	19.15	18.68
		A ₂	32.87	32.57
		A ₃	34.67	34.36
	Amin(cm²)		12.6	12.6
	A adoptée (cm²)		86,6	86.6
	Choix par nappe		18HA14	12HA12
	St (cm)		14	14
	AH (cm²)		43.30	40,72
	Choix par nappe		20HA12	18HA12
	At (cm²)		4 épingle de HA8 /m²	
	Avj (cm²)		4 ,02	4,02
	Choix par nappe		4HA8	4HA8
		τ u (MPa)	0,028	0,017

Chapitre VII

Ferrailage du mur plaque



XI-Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

XI-1- Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1- Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma k_{ad} x [1 \pm k_v] x \gamma x H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

k_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

γ : Poids volumique du sol du remblai.

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$: Coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$K_v = k_v \pm 0,3 k_h$: Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

2- Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 22 \text{ KN / m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

- Contrainte du sol : 2 bars

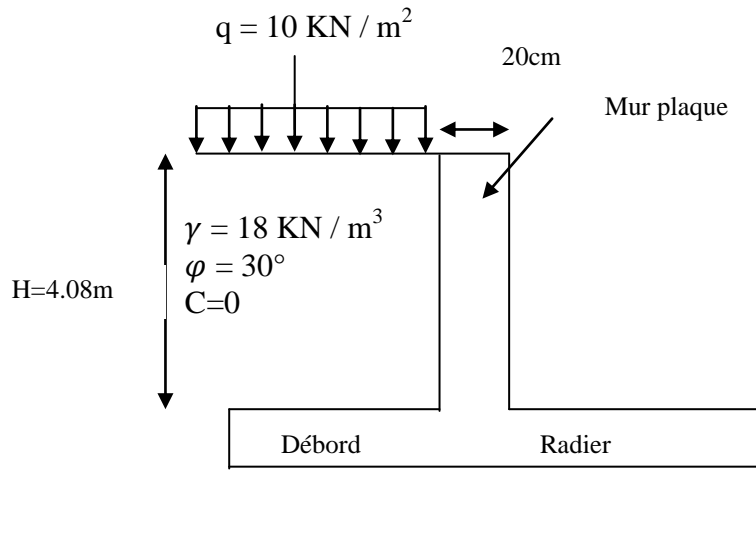


Figure XI-1 :

Caractéristiques du sol.

3- Détermination des sollicitations (méthode de Rankine) :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = k_0 \cdot \sigma_v$$

$$k_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$$

avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne.

➤ ELU

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 1,5 \times 10 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 36,76 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (18 \times 4.08 + 10) = 26,93 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$k_h = A = 0,15$: Coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$k_v = \pm 0,3 \quad k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2} = 0,36$$

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)} = 8,17^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma x h = 8,28 x h$$

$$h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 33.78 \text{ kN/m}^2$$

4- Diagrammes des contraintes :

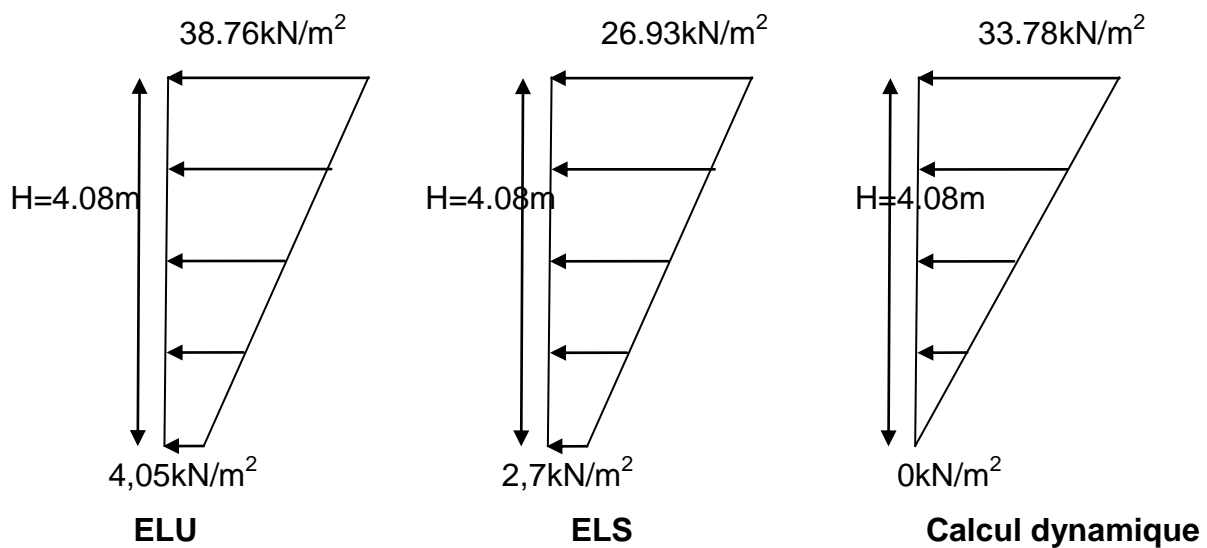


Figure XI-2 : Diagrammes des contraintes.

5- Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m de longueur :

$$\text{-Calcul dynamique : } q_{dyn} = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1m}{4} = \frac{(3 \times 33.78 + 0)}{4} = 25.33 \text{ kN/m}$$

$$\text{-ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1m}{4} = \frac{(3 \times 38.76 + 4.05)}{4} = 30.08 \text{ kN/m}$$

$$\text{-ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1m}{4} = \frac{(3 \times 26.93 + 2.7)}{4} = 20.87 \text{ kN/m}$$

XI-2 : Ferrailage du mur plaque :

1- Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : **0,85**
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,3 → appui de rive.
 - 0,5 → autre appui.

➤ Identification des panneaux :

- le plus grand panneau :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 4,0\text{m} \\ l_y = 4,5\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

- Le plus petit panneau :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 1,9\text{m} \\ l_y = 1,5\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 1,26 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

✓ **ELU :**

$$\varphi = 0,92 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0438 \times 30,08 \times 4,0^2 = 21,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,819 \times 21,08 = 17,26 \text{ kN.m}$$

- Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 21,08 = 10,54 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0x} = 17,91 \text{ kN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17,26 = 8,63 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0y} = 14,67 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS :**

$$\varphi = 0,92 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,051 \times 20,87 \times 4,0^2 = 17,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,875 \times 17,03 = 14,90 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 17,03 = 8,51 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 14,47 \text{ kN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14,90 = 7,45 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 12,66 \text{ kN.m}$

3- Ferrailage :

sens	zone	M_u (kN.m)	μ_u	μ_1	OBS	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix des barres	E (cm)
XX	Appuis	10.54	0,024	0,392	SSA	0,988	1.75	1	6.18	4HA14	25
	Travée	17.91	0,041	0,392	SSA	0,979	3.04	1	6.18	4HA14	25
YY	Appuis	8.63	0,020	0,392	SSA	0,990	1.43	1	6.18	4HA14	25
	Travée	14.67	0,034	0,392	SSA	0,983	2.45	1	6.18	4HA14	25

Tableau XI-1 : Ferrailage du mur plaque.

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{6.18}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_H = 2\text{HA12/ml} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement : $St = 50 \text{ cm}$

4- Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.18}{100 \times 17.5} = 0,35 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.908 \text{ et } K_1 = 39.35$$

sens	zone	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
XX	Appuis	8.51	0,35	0.908	39.35	86.66	2.20	15
	Travée	14.47	0,35	0.908	39.35	147.35	4.05	15
YY	Appuis	7.45	0,35	0.908	39.35	75.86	2.08	15
	Travée	12.66	0,35	0.908	39.35	128.92	3.54	15

Tableau XI-2 : Vérification des contraintes dans le béton.

Conclusion :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

□ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,85 \times 17,91}{20 \times 17,91} = 0,0425 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.18}{100 \times 17,5} = 0,0035 < \frac{6.18}{400} = 0,015 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

□ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \quad \text{avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

a. Recherche de la position de l'axe neutre y₁ :

-Sens XX :

Aux appuis :

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 185.4 y_1 - 3244.5 = 0$$

$$\Delta = (185.4)^2 - 4(100)(-3244.5) = 1332173.16$$

$$\sqrt{\Delta}=1154.20$$

$$y_1=4.84\text{cm}$$

b. Moment d'inertie de la section

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (4.84)^3}{3} + 15 \times 6.18 (17,5 - 4.84)^2 = 18636.87\text{cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats de la vérification a l'état limite d'ouverture des fissures sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M _s (kN.m)	A _{st} (cm ²)	y ₁ (cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	obs
XX	Appuis	8.51	6.18	4.84	18636.87	86.66	201,63	Vérifié
	Travée	14.47	6.18	4.84	18636.87	147.35	201,63	Vérifié
YY	Appuis	7.45	6.18	4.84	18636.87	75.86	201,63	Vérifié
	Travée	12.66	6.18	4.84	18636.87	128.92	201,63	Vérifié

Tableau XI-3 : vérification a l'état limite d'ouverture des fissures.

Chapitre VIII

Ferraillage des fondations



X- Etude des fondations :

X-1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé 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 : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; Les 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 ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

X-2- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-3- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

X-4- Dimensionnement:

X-4-1- Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol 3.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

A,B : Dimensions de la semelle isolée.

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

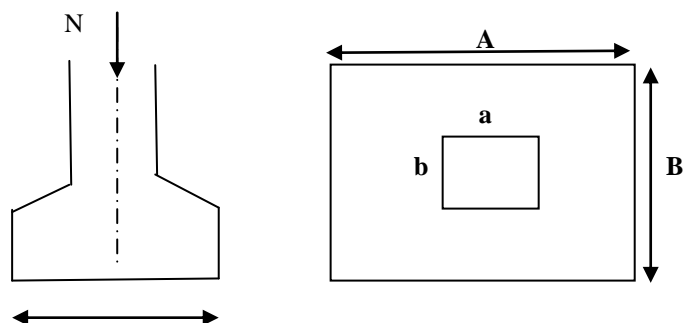


Fig XI-1 : Dimension d'une fondation

Exemple :

$$N_{ser}=1110.3\text{kN} \quad \overline{\sigma}_{sol}=200\text{kN/m}^2 \quad ; \quad B=2,35\text{m} .$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X-4-2- Semelles filantes :

- **Semelles filantes sous les voiles :**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \longrightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$$

Avec : **B** : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte la capacité portante du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1,VT2,VT3,VT4,VT5,VT6	2537.1	1,20	2.35	16.92

Tableau X-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT'1,VT'2,VT'3,VT'4,VT'5,VT'6	2223.2	1,20	2.35	16.92

$$S_v = \sum S_i = 33.84\text{m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèse :**

Une semelle est infiniment rigide engendrant 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.

- ❖ **Etape de calcul :**

POT	N _i (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N _i x e _i (KN.m)
1	1386,41	14,265	-6,75	-9358,2675
2	1645,96	-2,077	-3,25	-5349,37
3	677,87	-7,724	-0,25	-169,4675
4	837,29	13,198	6,75	5651,7075
5	789,70	-13,082	3,25	2566,525
6	724,11	-14,54	0,25	181,0275
Somme	5337,23	4,58	/	-6477,845

Déterminer de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 5337,23 \text{KN}$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,64 \text{m}$$

Avec : **e_i** : excentricité par rapport au centre de gravité.

Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e > \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire

$e < \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Dans notre cas : $e = -0,64 \text{m} < \frac{L}{6} = \frac{13,5}{6} = 2,25 \text{m}$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,64)}{13,5}\right) = 528,89 \text{KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,64)}{13,5}\right) = 261,81 \text{KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,64)}{13,5} \right) = 328,58 \text{ KN / m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{328,58}{200} = 1,64 \text{ m}$$

On prend $B = 1,70 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,70 \times 13,5 = 22,95 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 22,95 \times 5 + 33,84 = 148,59 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$\frac{St(sem)}{S(bat)} = \frac{148,59}{122,8} \times 100 = 121,01\% > 50\%$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on apte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

X-5- 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.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

X-5-1- Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les trois conditions suivantes :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max}=5.0m ; \quad 43,75cm \leq h \leq 70cm$$

➤ **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm \rightarrow \text{soit } h_d = 40cm$$

➤ **Poutre ou nervure :**

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50cm \rightarrow \text{soit } h_n = 70cm$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à :}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.0}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.65m$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70cm$ (la hauteur de la nervure).

$h_d = 40\text{cm}$ (la hauteur de la dalle).

$b = 40\text{cm}$ (la largeur de la nervure).

❖ **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Avec : $G_t = 25282,84 \text{ KN}$

$Q_t = 4531,652 \text{ KN}$

❖ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40929,312 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 29814,492 \text{ kN}$

❖ **Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :
$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{SOL}} = \frac{40929,312}{1,33 \times 200} = 153,86 \text{ m}^2$$

A l'ELS :
$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29814,492}{200} = 149,072 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{rad} = 153,86 \text{ m}^2 > S_{bat} = 122,8 \text{ m}^2$

On prend : $S_{rad} = (25 \times 18,30) \text{ m}^2 = 512,4 \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale du radier est supérieure à la surface du bâtiment, donc on est dans le cas où on néglige le calcul de débord.

❖ **Détermination des efforts à la base du radier :**

• **charges permanentes :**

Poids du radier = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du remblais + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $25 \times 0,40 \times 512,4 = 5124 \text{ KN}$.

Poids du remblais en **TVO** :

$G_{tvo} = 17 \times 0,7 \times [512,4 - 0,4(5 \times 13,5 + 5 \times 12,8 - 25 \times 0,4)] = 5519,22 \text{ KN}$.

Poids de la nervure : $25 \times 0,7 \times 0,4(5 \times 13,5 + 5 \times 12,8 - 25 \times 0,4) = 850,5 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0,10 \times 512,4 = 1281 \text{ KN}$.

Poids de radier : $1277,472 \text{ KN}$.

Poids de bâtiment : $3127,97 \text{ KN}$

$G_{\text{total}} = \text{Poids de radier} + \text{Poids de bâtiment} = 44054.42 \text{ KN}$.

- **Charges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 7531,652 \text{ KN}$

Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 512.4 = 1281 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 8812.65 \text{ KN}$.

- ❖ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 72692,42 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G_T + Q_T = 52867.07 \text{ KN}$

X-5-2- Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 37,5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{73422,282 \times 1}{512.4} \times \frac{5.0}{2} = 358,227 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{358.227}{1 \times 0,375} = 955.272 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,955272 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Condition vérifiée

2) Vérification de la stabilité du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,75 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,4 \text{ m}$$

Avec : **S_i** : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

-

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 10797,592 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 11616,637 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

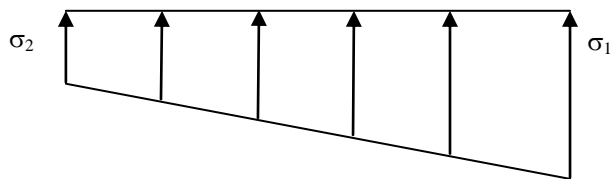


Fig- XI-1 : Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$$

(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ Sens longitudinal :

A l'ELU:

$$M_x = 9798 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72692,42}{512,4} + \frac{9798,0}{11616,637} \times 9,75 = 150,09 \text{ KN/m}^2 = 0,15009 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72692,42}{512,4} - \frac{9798,0}{11616,637} \times 9,75 = 133,64 \text{ KN/m}^2 = 0,13364 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,15009 + 0,13364}{4} = 0,146 MPa ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 0,2 = 0,266 MPa$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_x = 7116.0 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52867.07}{512.4} + \frac{7116.0}{11616,637} \times 9,75 = 109,15 \text{ KN/m}^2 = 0,10915 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52867.07}{512.4} - \frac{7116.0}{11616,637} \times 9,75 = 97.20 \text{ KN/m}^2 = 0,09720 MPa$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,10915 + 0,0972}{4} = 0,106 MPa ; \sigma_{SOL} = 0,2 MPa$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

A l'ELU:

$$M_y = 36200.0 \text{ K.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72867.07}{512.4} + \frac{36200}{10797,592} \times 9,4 = 173.72 \text{ KN/m}^2 = 0,17372 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72867.07}{512.4} - \frac{36200}{10797,592} \times 9,4 = 110.70 \text{ KN/m}^2 = 0,1107 MPa$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,17372 + 0,1107}{4} = 0,035 MPa ; 1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 0,266 MPa$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_y = 2629 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52867.07}{512.4} + \frac{2629.0}{10797,592} \times 9,4 = 105.46 \text{ KN/m}^2 = 0,10546 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52867.07}{512.4} - \frac{2629.0}{10797,592} \times 9,4 = 93,28 \text{ KN/m}^2 = 0,10088 MPa$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,10546 + 0,10088}{4} = 0,1043 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

-Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Observé
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	0.15009	0.13364	0.146	0.10915	0.0972	0.106	vérifiée
Y-Y	0.17372	0.1107	0.035	0.10546	0.10088	0.1043	vérifiée

3) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

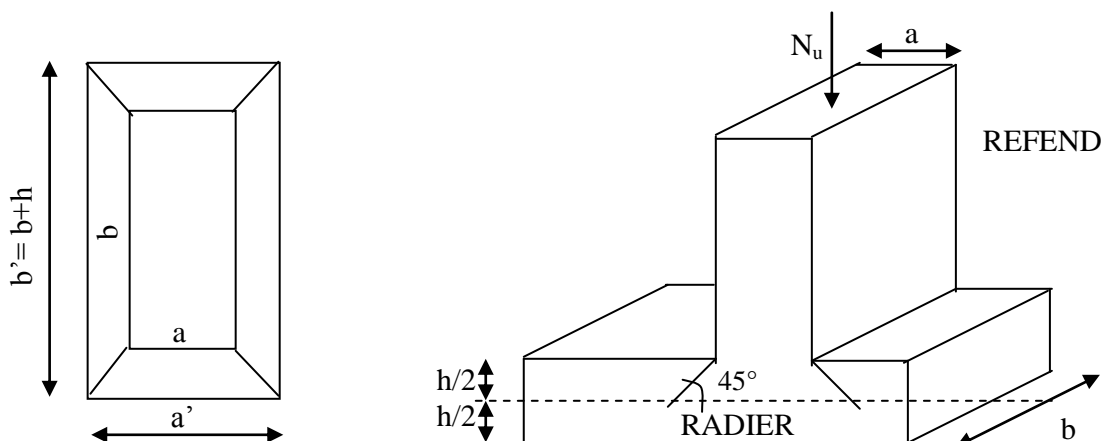
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

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).



- **Calcul du périmètre utile μ_c :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,70) = 4,40 \text{ m}$$

$$N_u = 53,99 \text{ KN.}$$

$$N_u = 53,99 < \frac{0,045 \times 4,80 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 2310 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 120,02 \text{ KN}$$

$$N_u = 120,02 < \frac{0,045 \times 0,70 \times 5,20 \times 25000}{1,5} = 2730 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

4) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91**. pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

X-6-1- Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

• **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

• **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et à fin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

X-6-2- Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.0}{5.0} = 0,80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,789 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (35 - \frac{1277.472}{512.4}) \times 1 = 32.51 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (104.3 - \frac{1277.47}{512.4}) \times 1 = 101.81 \text{ KN/m}$$

X-6-3- Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

On obtient :

$$M_x = 0,0448 \times 32.51 \times 4.0^2 = 23.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,789 \times 23.30 = 18.38 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de :

0,3 moment sur appui de rive.

0,5 moment sur appui intermédiaire.

0,85 moment en travées.

2) Ferrailage dans le sens y-y :**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 23.30$$

$$M_{ua} = -7.0 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 23.30$$

$$M_{ut} = 19.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14.2} = 0,004 < 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7 \times 10^3}{0,998 \times 37,5 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.8 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14.2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.8 \times 10^3}{0,992 \times 37,5 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

3) Ferrailage dans le sens X-X :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 23.30$$

$$M_{ua} = -7.0 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 7.0$$

$$M_{ut} = 18.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.0 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14.2} = 0,004 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.0 \times 10^3}{0.998 \times 37.5 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.38 \times 10^3}{100 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.38 \times 10^3}{0.999 \times 37.5 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 2.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

X-6-4 -Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0.91}{2} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

X-6-5 - Calcul à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0.0448 \times 101.81 \times 4.0^2 = 72.97 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.789 \times 72.97 = 22.32 \text{ KN.m}$$

• **Sens y-y :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 72.97$$

$$M_{sa} = -21.89 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times$$

$$M_{st} = 62.02 \text{ KN.m}$$

- Sens xx :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 22.32$$

$$M_{sa} = -6.70 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 22.32$$

$$M_{st} = 18.97 \text{ KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens y-y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{19.80}{21.89} = 0.91 \quad \text{et } \mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{0.91 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,205 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{19.80}{18.97} = 1.04 \quad \text{et } \mu = 0,0485 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0485 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,270 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{7.0}{6.70} = 1.04 \quad \text{et } \mu = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,270 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{19.80}{18.97} = 1.43 \quad \text{Et } \mu = 0,031 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

X-7- Ferrailage des nervures :

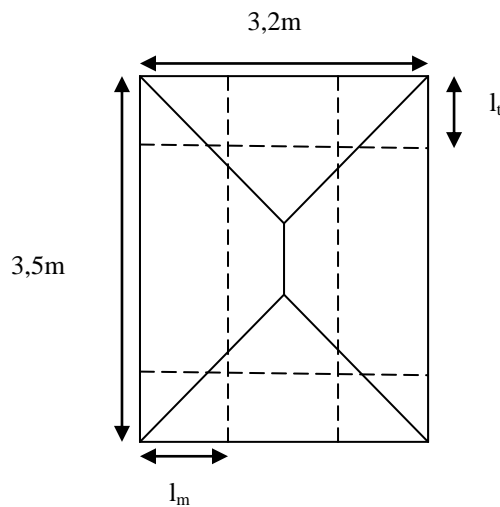
- Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilisera le logiciel **ETABS**.

-Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

-Pour le calcul de ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Tel que : $b = 40 \text{ cm}$ $h = 70 \text{ cm}$ $d = 40 \text{ cm}$



Avec :

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4,0 \times \left(0,5 - \frac{0,80}{4} \right) = 1,20$$

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right) = 4,0 \times \left(0,5 - \frac{0,80^2}{4} \right) = 1,36$$

• Sens transversal à ELU :(x-x)

$$q_u = 32,51 \times 1,20 \times 2 = 78,02 \text{ kN/mL}$$

$$q_s = 101,81 \times 1,20 \times 2 = 244,34 \text{ kN/mL}$$

• Sens longitudinal à ELU :(y-y)

$$q_u = 32,51 \times 0,938 \times 2 = 61 \text{ kN/mL}$$

$$q_s = 101,81 \times 0,938 \times 2 = 191 \text{ kN/mL}$$

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal en travées et sur appuis :

$$\text{ELU : (X-X) : } M_t = 143,11 \text{ kN.m} \quad M_a = 304,90 \text{ kN.m}$$

$$(Y-Y) : M_t = 183,91 \text{ kN.m} \quad M_a = 391,81 \text{ kN.m}$$

ELS : (X-X) : $M_t=105,39\text{kN.m}$ $M_a=224,53\text{kN.m}$
(Y-Y) : $M_t=135,37\text{kN.m}$ $M_a=288,40\text{kN.m}$

Sens	Zone	$M_u(\text{kN.m})$	μ_b	β	Obser	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
X-X	Appuis	304,90	0,118	0,937	SSA	3,26	13,85	4HA16+4HA16 =16,08
	Travée	143,11	0,055	0,972	SSA	3,26	6,27	4HA16+4HA14 =14,20
Y-Y	Appuis	391,81	0,151	0,918	SSA	3,26	18,17	4HA20+4HA16 =20,61
	Travée	183,91	0,071	0,964	SSA	3,26	8,12	4HA16+4HA14 =14,20

X-8- Vérification à l'ELU (Sens X-X) :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 67,5 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{17,5 ; 19,2\} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{On opte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 571,68 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{571,68 \times 10^3}{400 \times 675} = 2,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

X-9-Vérification à l'ELS (Sens X-X) :

On se disposera de cette vérification si cette équation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{304,90}{224,53} = 1,36 \quad \mu = 0,118 \longrightarrow \alpha = 0,1574$$

$$\alpha = 0,1574 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143,11}{105,39} = 1,36 \quad \mu = 0,055 \longrightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X-10- Vérification à l'ELS (Sens Y-Y) :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 67,5 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{17,5 ; 24\} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 671,67 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{671,67 \times 10^3}{400 \times 675} = 2,48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

X-11- Vérification à l'ELS (Sens Y-Y) :

On se disposera de cette vérification si cette équation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{391,81}{288,40} = 1,36 \quad \mu = 0,151 \longrightarrow \alpha = 0,2041$$

$$\alpha = 0,2041 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{183,91}{135,37} = 1,36 \quad \mu = 0,071 \longrightarrow \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée dans les deux sens, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

En tenant compte du **RPA**, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\phi 12$ avec épingles $\phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervure.

1- Introduction

:

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elle mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

2- Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

3-Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments

structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code*, *UBC*, *ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la

prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique

(cadre) Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de

liberté(D.D.L) Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials :

matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :



Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).

5- Etapes de modélisation :

5.1- Première étape :

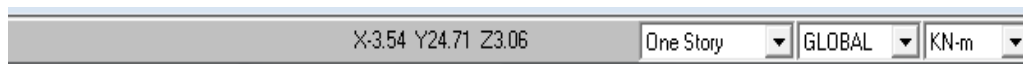
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas

de l'écran,

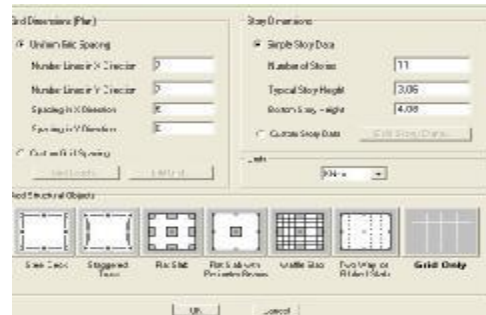
on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- *Le nombre de portiques suivant x-x.
- *Le nombre de portique suivant y-y.
- *Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D

et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Ø Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit**

StoryData.

Suivant x :

0,3,6.2,10.2,12.1,15.55,17.45,21.45,24.65,27.65 ;

. Suivant y :

0,4.7,8.45,11.95,13.45,17.95 ;.

Suivant z :

-

4.08 ,7.14,10.2,13.26,16.32,19.38,22.44.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0,	Primary	Show	Top	
2	2	3,	Primary	Show	Top	
3	3	6,2	Primary	Show	Top	
4	4	10,2	Primary	Show	Top	
5	5	12,1	Primary	Show	Top	
6	6	15,55	Primary	Show	Top	
7	7	17,45	Primary	Show	Top	
8	8	21,45	Primary	Show	Top	
9	9	24,65	Primary	Show	Top	
10	10	27,65	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Left	
2	B	4,7	Primary	Show	Left	

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Splice To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3.06	31.62	Yes		No	0.
10	STORY9	3.06	28.56	No	STORY10	No	0.
9	STORY8	3.06	25.5	No	STORY10	No	0.
8	STORY7	3.06	22.44	No	STORY10	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY10	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY10	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY10	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY10	No	0.
3	STORY2	4.08	7.14	No	STORY10	No	0.
2	STORY1	2.06	3.06	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Height: 2.06 Reset

Master Story: No Reset

Splice To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

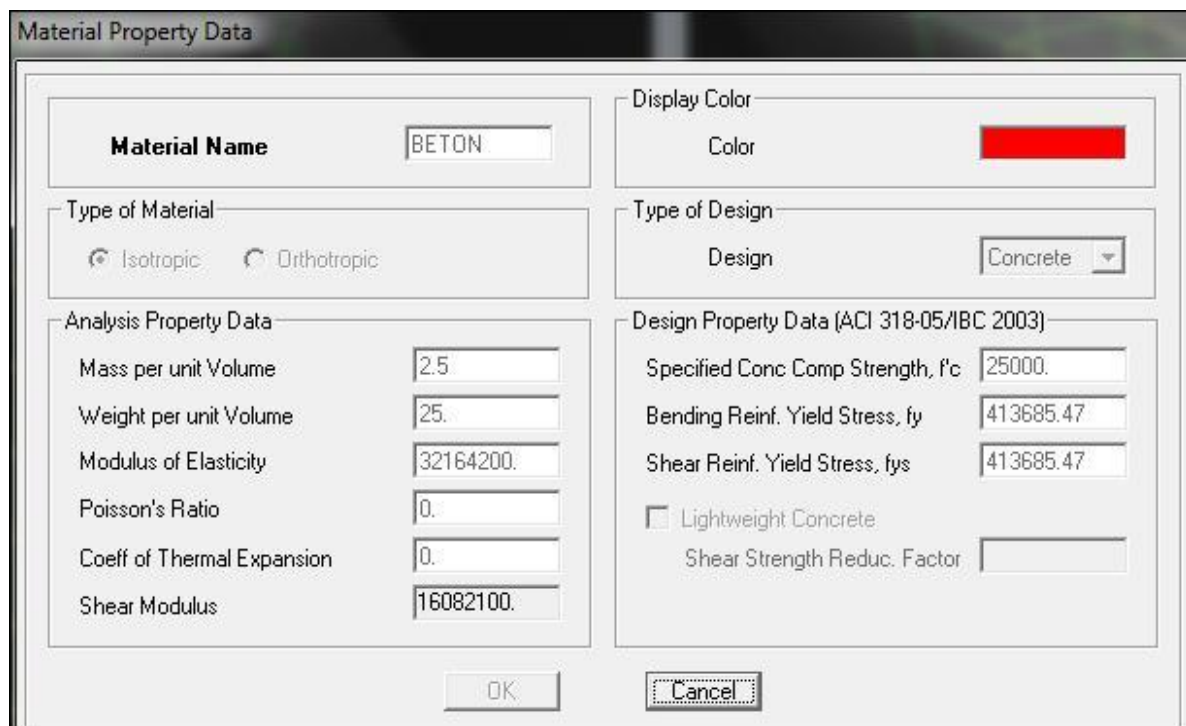
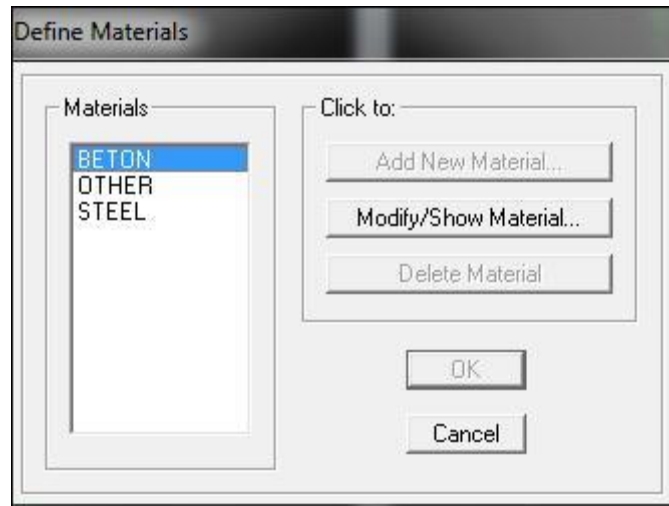
Units: Change Units KN-m

OK Cancel

5.2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



The 'Material Property Data' dialog box is divided into several sections:

- Material Name:** A text box containing 'BETON'.
- Display Color:** A color selection area showing a red color swatch.
- Type of Material:** Two radio buttons: 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu showing 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A table of material properties:

Property	Value
Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	0.
Shear Modulus	16082100.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):** A table of design properties:

Property	Value
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	413685.47
Shear Reinf. Yield Stress, fys	413685.47
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

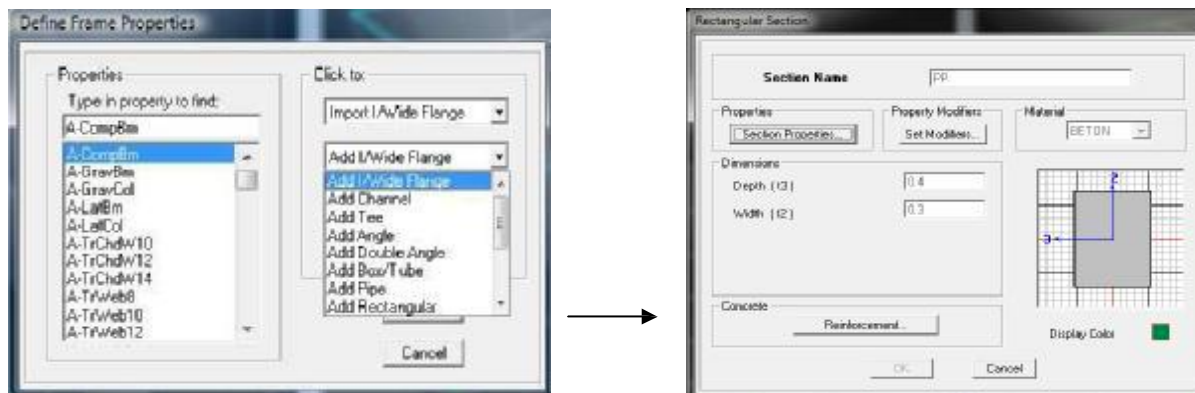
5.3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments

(Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

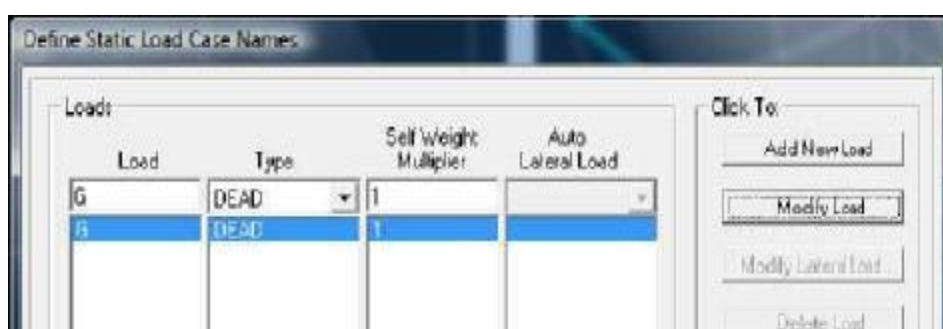
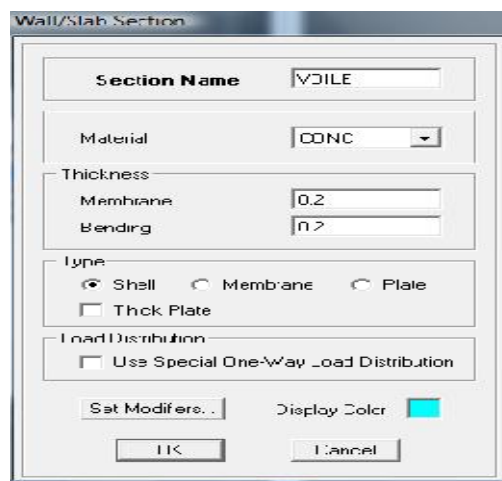
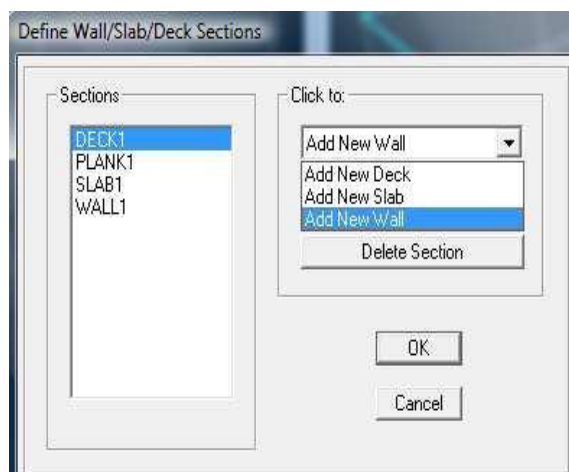


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

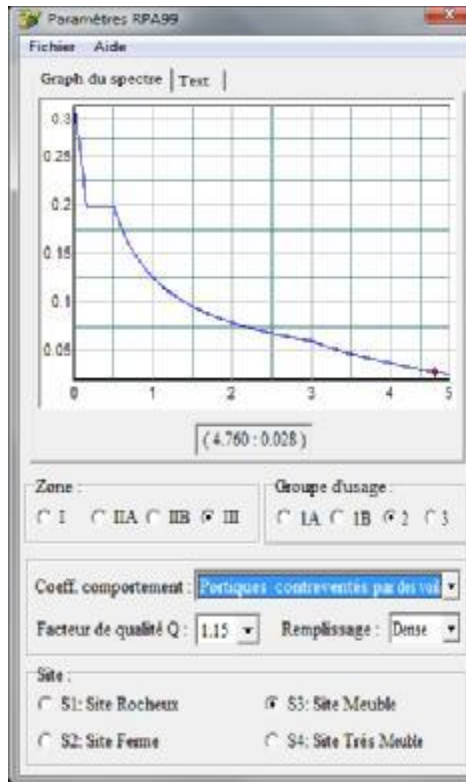
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.

- ✓ Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments
- ✓ Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

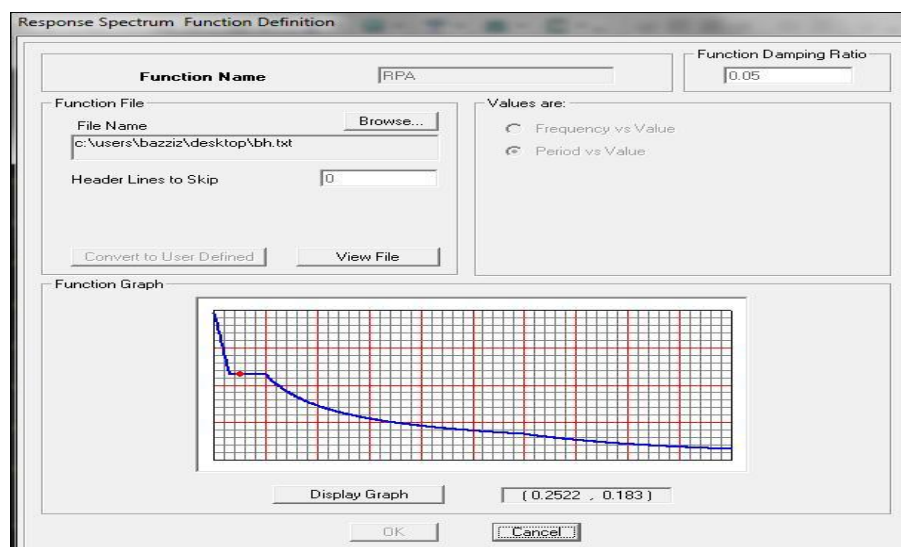


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Ø 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 → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	10.
U2	RPA	10.
UZ		

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

5.5- 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement

Linéaire qui lui revient en cliquant sur



Assign → Frame/ line loads → Distributed.

Load Case Name		Units		
G		KN-m		
Load Type and Direction		Options		
<input checked="" type="radio"/> Forces <input type="radio"/> Moments		<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
Direction: Gravity		<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
		<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
Trapezoidal Loads				
	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.
<input checked="" type="radio"/> Relative Distance from End-I		<input type="radio"/> Absolute Distance from End-I		
Uniform Load				
Load: 0.				
		OK Cancel		

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

5.6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

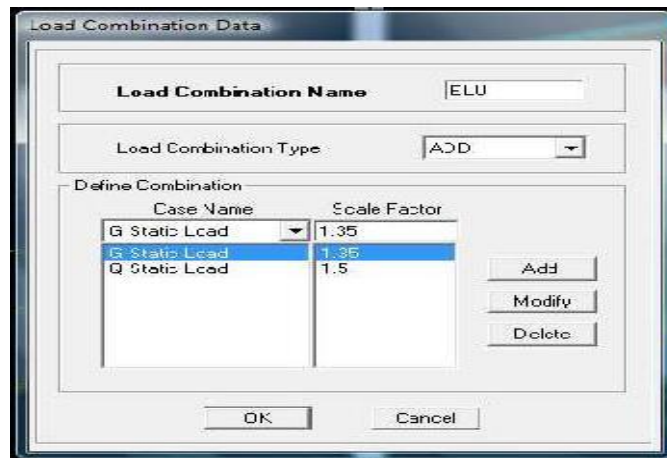
- ✓ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$.
- ✓ **ELS** : $G + Q$.

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 → **load Combinations** → **Add New Combo**.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

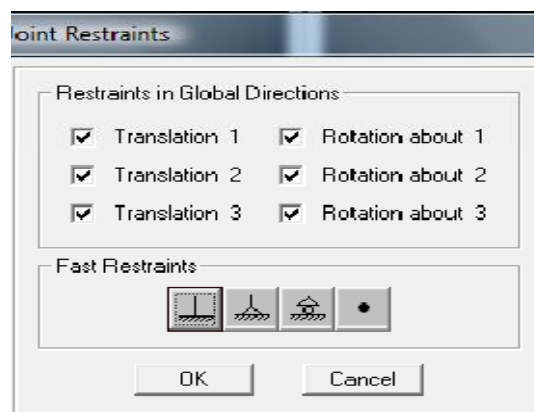
5.7- 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



Mass- Source

:

Define —→ Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

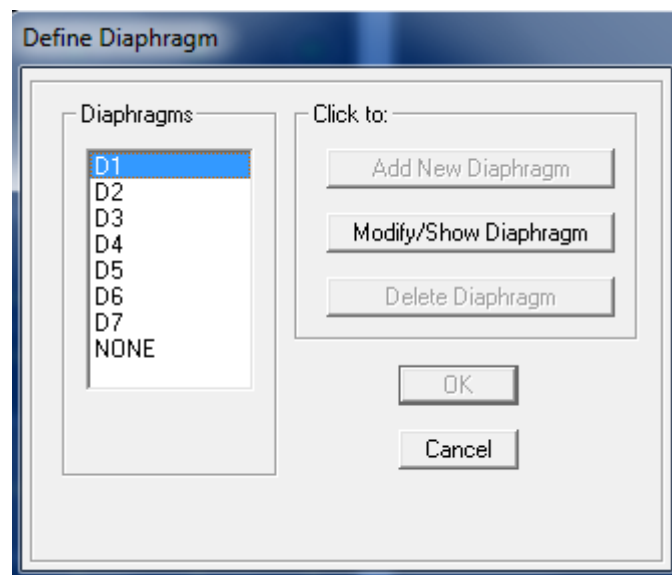
Load	Multiplier
Q	0,2
G	1
Q	0,2

Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add** **New**
Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur

OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

5.8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

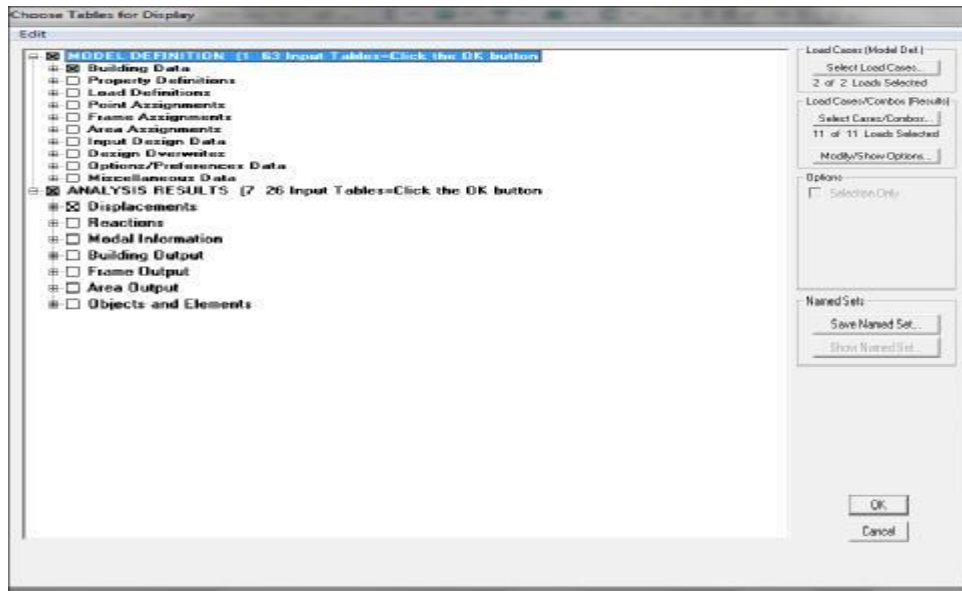
Run

Analysis.

**Visualisation des
résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information**
et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

Efforts internes dans les éléments barres :

✓ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

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.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur

« **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Déplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

« **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **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 **Set 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.

Section Cutting Line Projected Coordinates						
	X		Y			
Start Point	-1.0301		2.4708			
End Point	20.8622		2.3559			

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	9.916	2.4133	0.	359.6992

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3289.6249	15.9093	3.607E-11	3289.6249	15.9093	3.713E-11
Moment	323.4811	67484.481	11918.0533	323.4811	67484.481	11918.0533

Close Refresh

Conclusion:

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que je n'ai pas eu l'occasion d'étudier durant mon cursus, cela m'a permis d'approfondir davantage mes connaissances en Génie Civil.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, SAP 2000, ...ou encore le logiciel ETABS que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, m'ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration, et d'avoir une grande rentabilité de mon travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant le contreventement et la disposition des voiles, j'ai aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ainsi, pour le choix de types de fondations, j'ai opté pour un radier général à la première base et des semelles filantes à la deuxième base, ce qui nous a permis d'enrichir d'avantage mes connaissances en l'étude des différents types de fondations.

Bibliographie

- ✓ Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- ✓ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✓ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- ✓ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ✓ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ✓ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.