

Republique Algerienne Décomoctatique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études en master en Génie civil.

Option :

Construction civiles et industrielles.

Thème

*Etude de la structure d'un bâtiment (R+7) à usage
d'habitation et commercial
(Application du logiciel ETABS)*

Proposé par : Bureau d'étude RAHMA

réalisé par : AIFOUNE Anissa

BENAMEUR Lounes

Encadre par : Mme MEZIANI

Promotion : 2019/2020

Remerciements

Tous travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une personne. A cet effet, nous tenons à exprimer nos sincères reconnaissances et nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué et qui ont pris une part active à l'élaboration de ce mémoire.

*Je tiens à remercier avant tout le **bon dieu** pour m'avoir donné le courage, la volonté et les moyens de mener ce travail a son terme.*

*Nos remerciements vont tout d'abord à notre promotrice **Mme Meziani** pour nous avoir honorés en acceptant de diriger ce travail, pour sa disponibilité permanente, ses conseils judicieux, ses remarques et orientations, mais aussi pour ses qualités humaines qu'elle se donne pour mission de transmettre. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profond respect.*

*Nous exprimons notre gratitude pour l'ensemble des enseignants de département de Génie civil de **MOULOUD MAMMERI** de **TIZI OUZOU**, pour nous avoir fait bénéficier de leurs connaissances tout au long de notre cursus.*

Nous remercions également les membres du jury qui ont eu l'amabilité d'accepter d'évaluer ce modeste travail, de participer à notre soutenance et nous espérons qu'il sera à la hauteur de leurs attentes. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre gratitude.

Nos vifs remerciements s'adressent à nos parents, qui nous ont toujours suivis avec leurs prières et leurs soutiens moral et financier. Que tous ceux qu'on n'a pas cités trouvent également l'expression de notre profonde gratitude.

Anissa,Lounes

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

-A la mémoire de mes grands-mères : Aicha et ouardia

*-A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur,
Dans ton amour, je suis né dans tes bras, tu m'as bercé, de tes mots, tu m'as consolé.
A la plus belle perle ma tendre mère, ma vie et mon bonheur maman que
j'adore.*

*- A cet homme discret, un homme fort, un homme fier ; c'est mon père.
L'homme attentionné et sage, celui a guidé mes pas sur le chemin de la vie, mon
exemple éternel, mon soutien moral ma source de joie et de bonheur, celui qui
s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père.*

*-A vous mes parents : Quoi que je fasse ou je dise je ne saurai point vous
remercier comme il se doit.
En témoignage de votre affection, votre sacrifice et vos précieux conseils qui
m'ont conduit à la réussite dans tous ce que je fais.*

*-A mes très chères sœurs : **Naima, Dyhia et Siham** puissent Dieu vous donne
santé bonheur, courage et surtout réussite.*

*-A ma petite princesse **Eline** ma nièce que j'aime tellement.*

*-A mes meilleures amies **Imane.A, Dalila.D, Cylia.R***

*- A ma A mes très chères sœurs : **Naima, Dyhia et Siham** puissent Dieu vous
donne santé bonheur, courage et surtout réussite.
A ma binome : **Anissa***

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes
côtés, et qui m'on accompagnait durant mon chemin d'études.
Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet
Soit possible, je vous dis merci.*

Lounes

Dédicaces

✓ *Je dédie ce lapidaire travail :*

À 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 ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

✓ *À mes très chères sœurs*

✓ *À toute ma famille sans exception et la mémoire de mes grand-mères.*

✓ *À toute la famille Benameur et Atifoune*

✓ *À tous mes amis(es) sans exception*

✓ *À mon binôme Lounès*

Atifoune Anissa

	Page
Plans d'architectures	4
Introduction générale	5
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	7
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	16
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	25
L'acrotère	26
Les planchers	34
3- Les escaliers+poutre palière	50
4- Balcons	81
Chapitre IV : Etude de contreventement	86
Chapitre V : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA	97
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	107
1-Ferrailage des poteaux	108
2- Ferrailage des poutres	119
3-Ferrailage des voiles	127
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	139
Conclusion générale	166
Plans de coffrage et ferrailage	167
Bibliographie	171

INTRODUCTION

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, l'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages, ce qui a permis de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un espace réduit, cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. Telles que le règlement parasismique Algérien RPA et le béton armé aux états limites, le BAEL 91 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, poteau, voile et plancher de ce bâtiment. Les dimensions de ces éléments, et les caractéristiques à utiliser, à savoir les aciers et les bétons et surtout comme alliés de ces deux matériaux. Ce projet de fin d'études s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Le principal objectif de ce mémoire est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure à étudier. Ensuite; il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles catastrophes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée; cette structure doit transmettre d'une manière optimale au sol les charges engendrées par celle-ci. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99/V.2003 et le DTR Algériens. Elle portera sur l'étude d'une structure en (RDC+7étages) en portique et voile de contreventement.

Cette étude nous permettra de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre universitaire et aussi une utilisation correcte de tous les règlements de bâtiment en vigueur en Algérie.

I-Introduction

Le cycle de formation master en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structurants d'un bâtiment (R+7) avec un sous-sol, qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi assurer la sécurité des usagers. Nos calculs seront conformes, aux règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

I-1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée, et de sept (07) étages identiques à usage d'habitation. Il sera implanté à DRAA BEN KHEDDA dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le RPA 99 modifié en 2003

(DTR-B.C.2.48) dans la zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est proposé par le bureau d'étude architecture "RAHMA".

I-2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de bâtiment sont :

- En élévation :

-Hauteur totale : $H_T = 26.1$ m (compris l'acrotère)

-Hauteur du rez-de-chaussée : $H_{RDC} = 4,08$ m

-Hauteur de l'étage courant : $H_e = 3.06$ m

- En plan :

Longueur du bâtiment : 24.65m

Largeur du bâtiment : 14.2m

I-3 Différents éléments de l'ouvrage

a- L'ossature

La structure est en béton armé composée de:

-Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales éventuellement les charges horizontales.

-Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séisme, vent...)

b- Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges; Principalement assurant deux fonctions:

-Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettant aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

-Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Tous les planchers du bâtiment seront réalisés de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur place, à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalles pleines, destinées à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

c- Le remplissage (Maçonnerie)

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- **Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm

- **Murs de séparations intérieures**

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

d- Les revêtements

Carrelage pour les planchers et les escaliers

Céramique pour les salles d'eau et les cuisines

Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers

Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

e- Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de : deux paliers de repos et trois volées pour le RDC, et un palier de repos et deux volées pour les étages, réalisées en béton armé coulé sur place.

f- Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

g- La terrasse

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

h- L'acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé surplace ; elle joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

i- Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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

I-4 Règlements utilisés et normes de conception

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton Armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Techniques Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé «CBA93».

I-5 Actions et sollicitations**I-5-1 les actions****Définition**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent, donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitation,
- Des actions accidentelles,

Valeurs caractéristiques des actions**➤ Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles

Ce sont celles provenant de phénomènes qui ; se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs ;
- Les séismes ;
- Les explosions ;
- Les feux ;

Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- | | | |
|-----------------------------|---|------------------|
| • Situations durables: | { | ELU : 1.35G+1.5Q |
| | { | ELS: G+Q |
| • Situations accidentelles: | { | G+Q±E |
| | { | 0.8G±E |

I-5-2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts normaux, tranchants et moments (flexion et torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

II. Caractéristiques des matériaux

II -11 Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques Algérien (RPA99/ version 2003), ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91/ modifiée 99).

II -1-1 Le béton

a) Définition

Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier) et de l'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPM II A et CPM II B.

b) Résistance caractéristique à la compression : f_{cj}

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon (Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99) comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(\text{CBA 93 - A.2.1.1.1}).$$

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa, on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

Contrainte admissible: (Art. A-4-3-41, BAEL91)

a- La contrainte limite du béton à la compression à

- A l'ELU

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (BAEL 91/Art 4.3, 41)

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles (séisme).

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables (ELU).

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

A ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art 4.3, 52})$$

b- La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 / Art A.5.1, 1})$$

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

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

- Diagramme contraintes-déformations

-ELU: pour le calcul a l'ELU, le diagramme contrainte-déformation donné dans la Figure ci-dessous

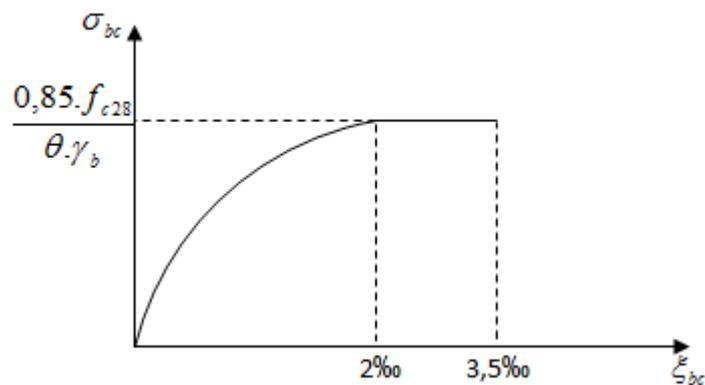


Figure II-1 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

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

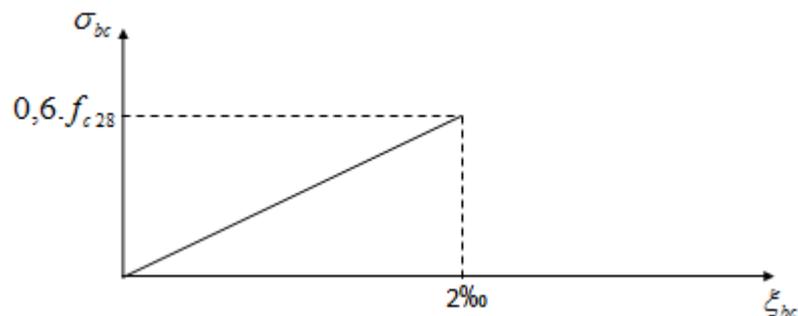


Figure II-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La résistance caractéristique à la traction f_{tj}

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art A-2 12 BAEL 91}) \end{array} \right.$$

- Modules de déformation longitudinale du béton
- Module de déformation longitudinale instantanée

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art A.2.1, 21})$$

$$j=28 \rightarrow E_{i28} = 3,216 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

- Module de déformation longitudinale différée

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (\text{Art A-A.2.1.22 BAEL91}).$$

$$j=28 \rightarrow E_{vj} = 1,082 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

- Module de déformation transversale

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

η : Coefficient de poisson(Art A.2 1 3 BAEL91).

$\eta = 0$: à l'ELU (béton fissuré) calcul des sollicitations.

$\eta = 0,2$: à l'ELS (béton non fissuré) calcul des déformations

I-1-2 .Le dosage

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa à l'âge de 28 jours.

A titre indicatif, pour 1m³de béton armé:

-Granulats: Sable..... 380à 450 cm³(Dg≤5mm)

- Gravier..... 750 à 850cm³ (Dg≤25mm)

-Ciment.....300à 400kg

-Eau.....150à 200l

La réalité pratique conduit vers le rapport

Eau/Ciment =0.5

II-2 Les aciers

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leur état de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Pour la réalisation de notre ouvrage, on aura besoin de deux types d'aciers illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Les caractéristiques des aciers employés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé lisses TL 520 $\phi < 6mm$	TS	500	550	1,3	1

a- Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG)

$E_s = 200000 \text{ MPa}$ [BAEL 91 / Art A.2.2, 1]

b- Les contraintes limites de l'acier

❖ A l'état limite ultime (ELU)

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{(BAEL91)}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$: Pour les situations durables.

$\gamma_s = 1,00$: Pour les situations accidentelles.

❖ A l'état limite de service (ELS)

Pour les vérifications des contraintes à l'état limite d'ouverture des fissures, on distingue trois cas :

Fissuration peu nuisible : aucune vérification à effectuer.

Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \text{ (BAEL91 / Art A.4.5, 34)}$$

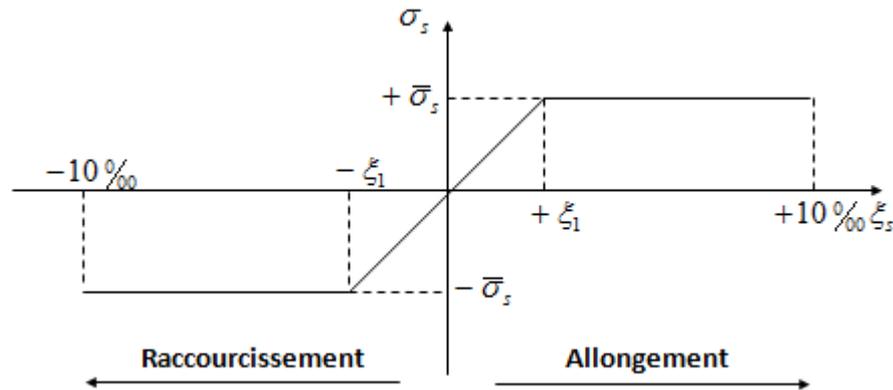
Fissuration très préjudiciable : les éléments supposés être exposés aux milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{\eta}{3} \cdot f_e ; (90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ti}}) \right] \text{ (BAEL91 / Art A.4.5, 3)}$$

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont définies dans le tableau **I-1** :

$\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).

$\eta = 1,3$: Pour les treillis soudés (T.S)



Figures II-3 : Diagramme de contraintes-déformations des aciers. (CBA 93 - A.2.2.2)

-Protection des armatures (art A. 7.2 .4 BAEL 91)

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

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

Conclusion

A ce niveau nous avons défini tous les éléments de notre ouvrage et les différentes caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles de BAEL91/ modifiée 99, et les règles parasismiques Algérien (RPA99/version 2003).

Introduction

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (*RPA99/ version2003*) et (*CBA 93*).

II-1 Les planchers

Planchers en corps creux

Le pré dimensionnement de ce type de planchers est effectué suivant la relation

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 0,25$$

L : La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$(L = 4.20\text{ m}) \Rightarrow (L_{\max} = 4.20 - 0,25 = 3.95\text{ m})$$

$$h_t \geq \frac{395}{22,5} = 17.55\text{ cm}.$$

Donc :

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20\text{ cm}$$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimale de la dalle de compression.

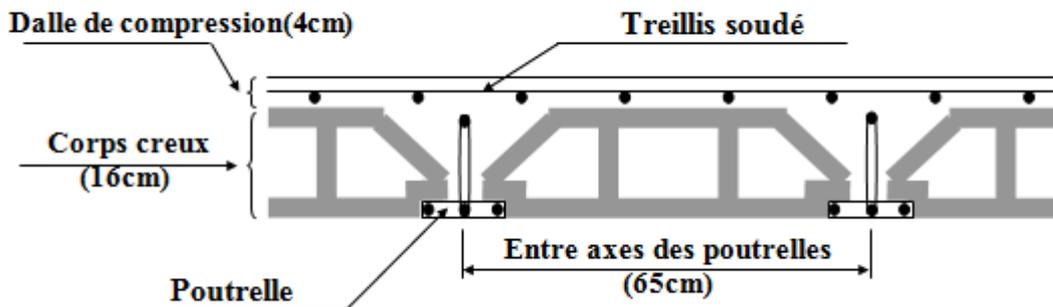


Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

II-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Leur pré dimensionnement est donné par les relations suivantes :

$$L=420-25=395\text{cm (poutres principales)}$$

$$L=390-25=365\text{cm (poutrelles)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \\ 0,4.h_p \geq b_p \geq 0,7.h_p \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91)}$$

Ainsi que le RPA99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II a) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(RPA 99/Art 7.5.1)}$$

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

Tableau II-1 : dimensionnement des poutres.

/	h (cm)	b (cm)	Vérification h (cm)	Vérification b (cm)	Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$
Poutres principales	$(26.33 \leq h \leq 39.5) h_p = 35\text{cm}$	$(14 \leq b \leq 24.5) b_p = 20\text{cm}$	$h = 35 \geq 30$ OK	$b = 20 \geq 20$ OK	$\frac{h}{b} = \frac{35}{20} = 1,75 \leq 4$ OK
Poutres secondaires	$24.33 \leq h \leq 36.5$ $h_p = 30\text{cm}$	$(12 \leq b \leq 21) b_{ps} = 20\text{cm}$	$h_{ps} = 30 \geq 30$ OK	$b 20 \geq 20$ OK	$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4$ OK

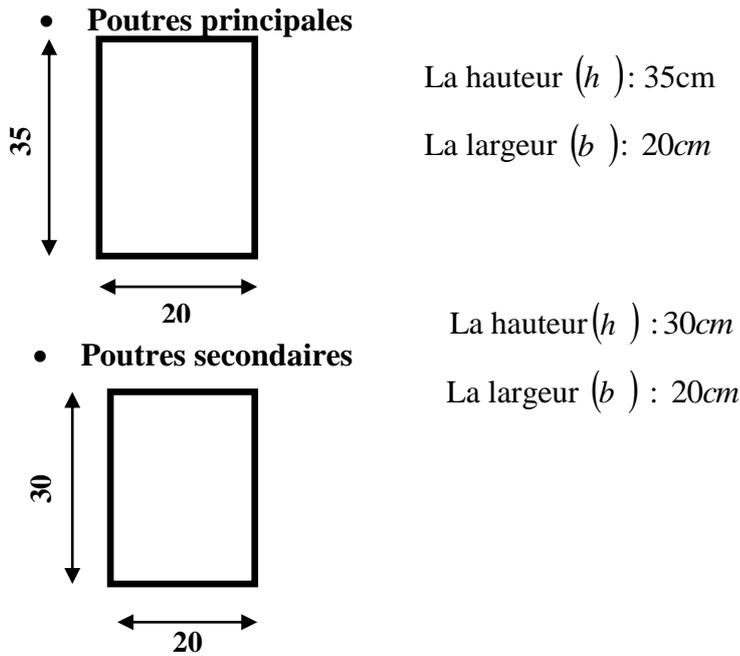


Figure II-2 : Coupes verticales dans les poutres.

• **II-3 Les refends (voiles)**

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionnés par le *RPA 99 / version 2003* (voir la figure)

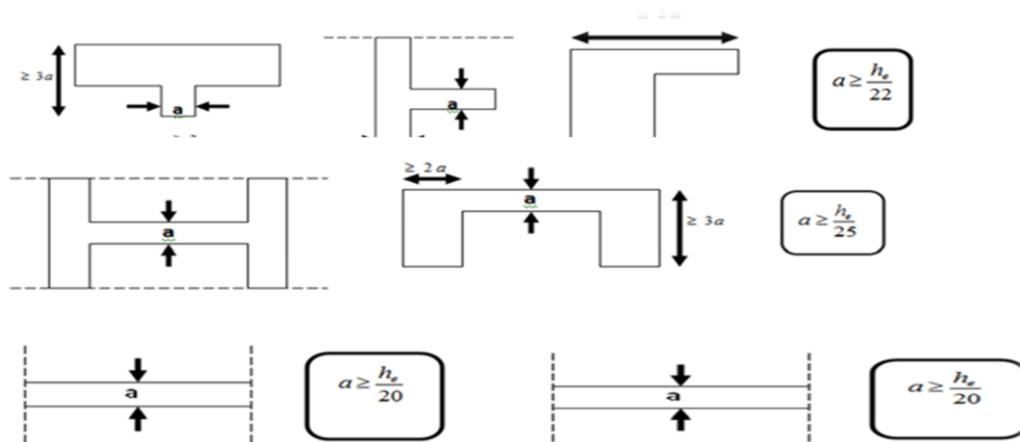


Figure II-3 : Les différents types de voiles.

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'un étage h_{e,i} = h - e_p

h : hauteur d'étage

e_p : épaisseur du plancher

Ils doivent vérifier la condition suivante :

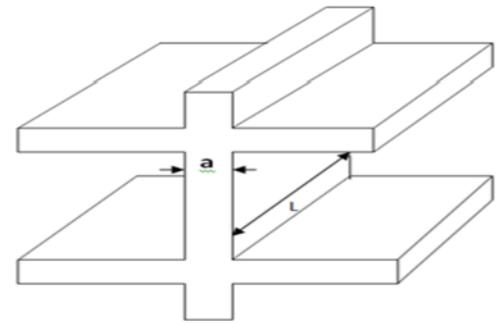
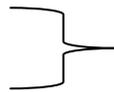


Figure II-4 : coupe du voile en élévation

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4a$$



..... (.Art 7.7.1, RPA 99 / Version 2003)

Tableau II-2: épaisseur des voiles

	h _e = h - h _{poutre} (cm)	a = h _e /20 (cm)	L _{min} = 4a (cm)	Vérification RPA 99 /version 2003 a _{min} (cm)	Vérification RPA 99 / version 2003 L _{min} (cm)
RDC	408-35=373	373/20=18.65 a=20	4x20=80	20 ≥ 15 OK	373 ≥ 80 OK
ETAGES	306-35=271	271/20=13.55 a=15	4x15=60	15 ≥ 15 OK	271 ≥ 60 OK

II-4 Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'ELS, en compression simple, en supposant que le béton seul reprend l'effort normal.

La section (B) du poteau est donnée par la condition suivante

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ (BAEL 91)}$$

N_s : L'effort normal de compression agissant sur le poteau le plus sollicité ; il sera déterminé par la descente de charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton à l'ELS.

B : La section du poteau le plus sollicité.

Ainsi que, le RPA 99 (modifié en 2003) exige que les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions ci-dessous

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} & \text{..... en zone I et II} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} & \text{..... en zone III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

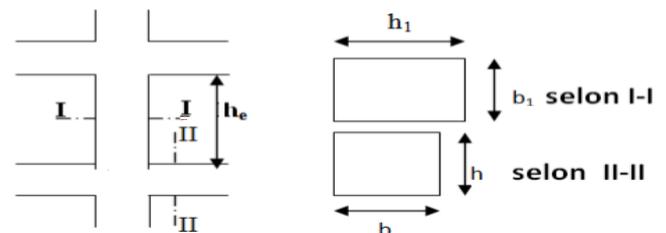


Figure II-5 : Coffrage des poteaux

b_1 : Le petit coté de la section.

h_1 : Le grand coté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

II-5 Détermination des charges et des surcharges

Charges permanentes

-Poids propres des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

$$G_{terrasse} = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

-Poids propres des différents éléments constituant la dalle pleine $G_{DP} = 5,19 \text{ KN/m}^2$

-Poids propres des différents éléments constituant le mur intérieur $G_{mur.int} = 1,40 \text{ KN/m}^2$

-Poids propres des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

$$G_{courant} = 5,69 \text{ KN/m}^2$$

-Poids propres des différents éléments constituant le mur extérieur $G_{mur.ext} = 2,56 \text{ KN/m}^2$

Acrotère

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

$$S = 0,06748 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } G = 25 \times 0,06748 = 1,687 \text{ KN/ml}$$

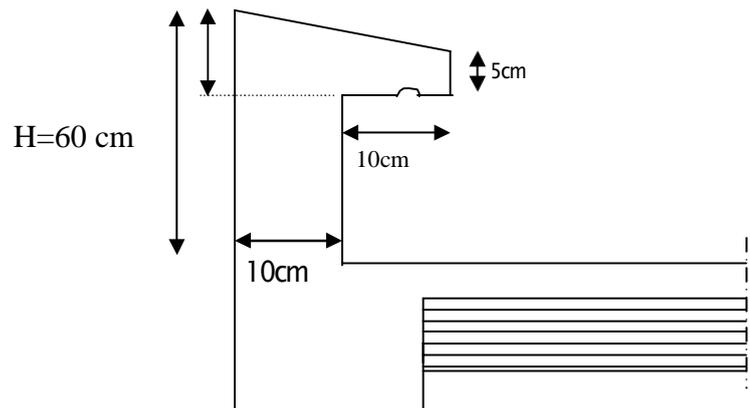


Figure II-6 : Coupe verticale de l'acrotère

II-6 Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

Plancher terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant a usage d'habitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Balcons : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Acrotère : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Escaliers : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Plancher a usage commerciale : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II-7 Descente de charge

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuaient en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique -voile) appelées surfaces d'influences.

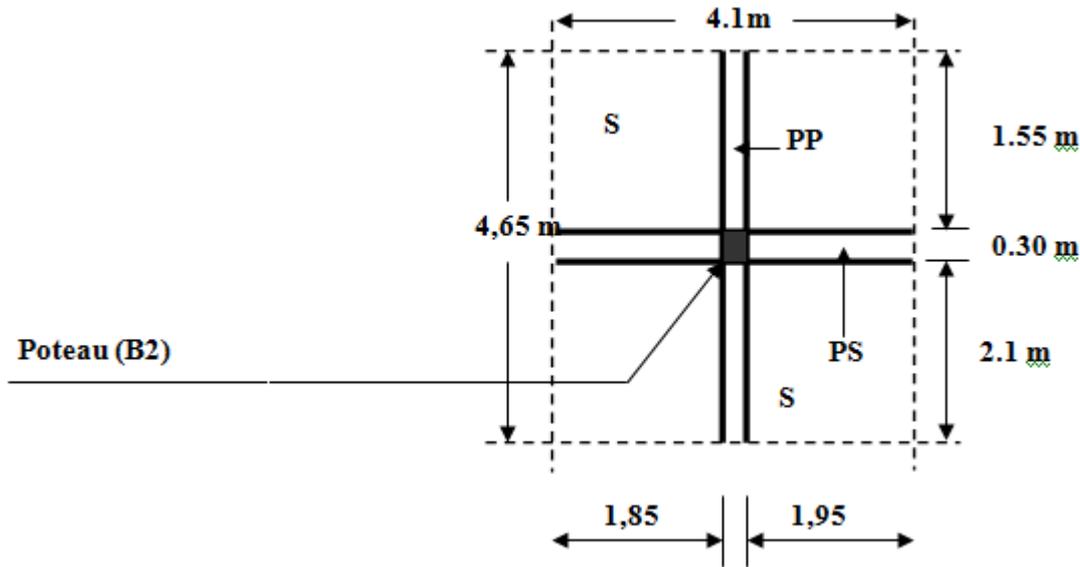


Figure II-7 : surface d'influence du poteau B2

Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité est B2

surface d'influence du plancher

$$S=(1.55 \times 1.85)+(1.95 \times 1.55)+(1.85 \times 2.1)+(1.95 \times 2.1)=17.94 \text{ m}^2$$

$$S=17.94 \text{ m}^2$$

II-8 Détermination du poids propre des éléments

- Poids propre des planchers

Tableau II-3: Charges permanentes du plancher

Plancher	Surface d'influence (m ²)	Charges G(KN/m ²)	Charges permanentes P(KN)
Terrasse inaccessible	17.94	4.38	78.5772
Étages courants	17.94	5.69	102.0786

- **Poids propre des poutres**

Tableau II-4: Charges permanentes des poutres

Poids poutres principales	P_{pp} (KN)	6.38KN
Poids poutres secondaires	P_{ps} (KN)	5.47KN
Poids poutres total	$P_{total} = P_{pp} + P_{ps}$ (KN)	11.85 KN

2-Les poteaux

$$P_{poteau} = S_{poteau \min} \times (h_e - h_{pp}) \times 25$$

- **Pour les ETAGES (1^{er} au 7^{ème})**

$$h_{etage} = 3.06 \text{ m}; S_{poteau \min} = 0.25 \times 0.25 \text{ m}^2; h_{pp} = 0.35 \text{ m}$$

- **Pour le RDC**

$$h_{etage} = 4.08 \text{ m}, S_{poteau \min} = 0.25 \times 0.25 \text{ m}^2; h_{pp} = 0.35 \text{ m}$$

Tableau II-5: charges permanentes des poteaux

	(h_e) (m)	h_{pp} (m)	$(h_e - h_{pp})$ (m)	$S_{poteau \min}$ (m ²)	P_{poteau} (KN)
RDC	4.08	0.35	4.08-0.35=3.73	0.25x0.25=0.0625	(0.25x0.25) x (3.73) x25=5.82
ETAGES	3.06	0.35	3.06-0.35=2.71	0.25x0.25=0.0625	(0.25x0.25) x (2.71) x25=4.23

II-9 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi dégression

➤ Loi de dégression des charges

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indécentes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le D.T.R.B.C2.2.

➤ **Les surcharges cumulées Q**

Tableau II-6 Récapitulatif de la descente de charge

Niveaux	Operations	Surcharges cumulées Q (KN)
Terrasse	Q_0	17.94
6	$Q_0 + Q_1$	44.85
5	$Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$	69.06
4	$Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	90.59
3	$Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	109.43
2	$Q_0 + 0,80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	125.58
1	$Q_0 + 0,75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	139.03
RDC	$Q_0 + 0,714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	216.48

Tableau II-7: prédimensionnement des poteaux

NIV	charges permanentes KN					Charges d'exploitation(KN)		efforts normaux	Section en cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée en cm ²
Terrasse	78.57	11.85	0	90.42	90.42	17.94	17.94	108.36	72.24	(25x25)
06	102.07	11.85	4.23	118.15	208.57	44.85	44.85	253.42	168.94	(25x25)
05	102.07	11.85	4.23	118.15	326.72	69.06	69.06	395.78	263.85	(30x30)
04	102.07	11.85	4.23	118.15	444.87	90.59	90.59	535.46	356.97	(30x30)
03	102.07	11.85	4.23	118.15	563.02	109.43	109.43	672.45	448.3	(30x30)
02	102.07	11.85	4.23	118.15	681.17	125.58	125.58	806.75	537.83	(35x35)
01	102.07	11.85	4.23	118.15	799.32	139.03	139.03	938.35	625.56	(35x35)
RDC	102.07	11.85	5.82	119.74	919.06	216.48	216.48	1135.54	757.02	(35X35)

II-10 Vérifications

➤ **Les conditions relatives au coffrage**

Les dimensions de la section transversale dans les poteaux doivent respecter les conditions suivantes:
le RPA99/Version2003 (Art7.4.1)

Tableau II-8: vérification des sections poteaux selon RPA99

Section des poteaux	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h) $\geq \frac{he}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	Observation
25x25	Min (25;25) ≥ 25 cm	Min (25;25) $\geq \frac{306}{20}$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	OK
30x30	Min (30;30) ≥ 25 cm	Min (30;30) $\geq \frac{306}{20}$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	OK
35x35	Min (35;35) ≥ 25 cm	Min (35;35) $\geq \frac{306}{20}$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	OK

➤ **Les conditions relatives au BAEL91 portant sur les vérifications au flambement**

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} \leq 50$$

$$\lambda = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

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

$$l_f = 0.7 l_0 \dots \dots \dots \text{(BAEL99 article B.8.3.31)}$$

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{S}} \dots \dots \dots \text{(Article B.84.1 CBA.93 pages 157)}$

I : Le moment d'inertie minimal de la section du poteau $\left(I = \frac{b \times h^3}{12} \right)$.

S : La section transversale du poteau

Tableau II-9: Vérification au flambement

Condition	Niveau	Poteau	l_0 (m)	b(m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	7	25X25	3.06	0.25	$29.682 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	6	25X25	3.06	0.25	$29.682 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	5	30x30	3.06	0.30	$24.735 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	4	30x30	3.06	0.30	$24.735 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	3	30x30	3.06	0.30	$24.735 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	2	35x35	3.06	0.35	$21.20 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	1	35x35	3.06	0.35	$21.20 \leq 50$	Condition vérifiée
$\lambda = 2.425 l_0/b \leq 50$	RDC	35x35	4.08	0.35	$28.26 \leq 50$	Condition vérifiée

Conclusion

À ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre ouvrage.

III-1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à un effort G Vertical dû à son poids propre, et un effort Q horizontal dû à la main courante, qui provoque un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU, pour une bande de ($1m$) de largeur, et les vérifications sont à l'ELS.

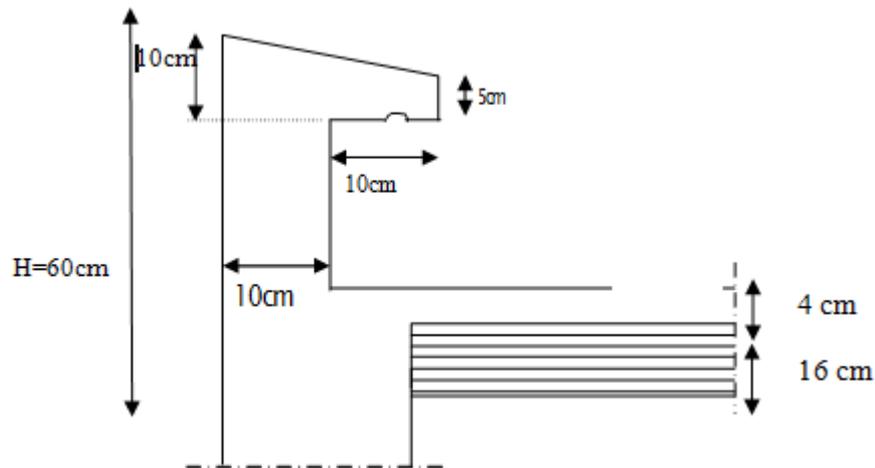


Figure III-1 : Coupe transversale de l'acrotère

III-1-2 calcul des sollicitations

Poids propre : $G = S \times \rho_b$

Avec

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times \left[(0,1 \times 0,05) + (0,6 \times 0,1) + \frac{1}{2} (0,1 \times 0,05) \right] = 1,687 \text{ KN/ml}$$

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

Effort normal dû au poids propre G : $N_{max} = G \times 1 \text{ ml} = 1,687 \times 1 \text{ ml} = 1,687 \text{ KN}$

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

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

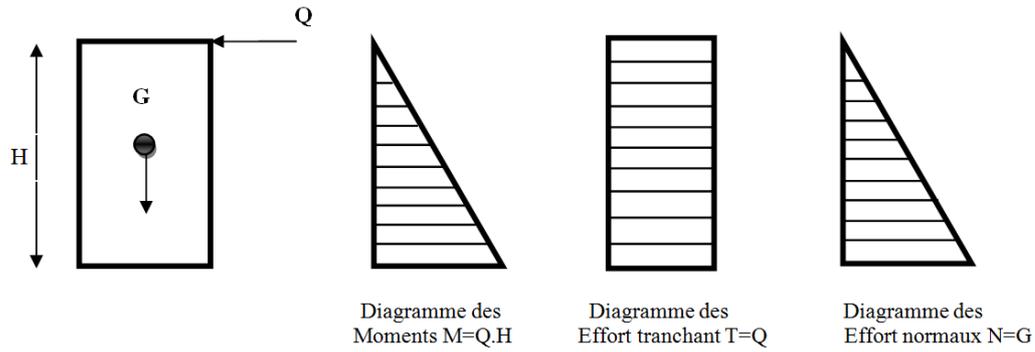


Figure III-2 : Schéma statique de calcul

III-1-3 Combinaison de charge

$Q_u = 1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)

$Q_s = G + Q$ (E.L.S)

Tableau III-1: combinaison de charge (ELU, ELS)

	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU	$N_u = 1,35N = 1.35 \times G \times 1$ $N_u = 1,35 \times 1.687$ $N_u = 2.277$	$T_u = 1,5T = 1.5 \times Q \times 1$ $T_u = 1,5 \times 1$ $T_u = 1,5$	$M_u = 1,5M_Q = 1.5 \times T \times H$ $M_u = 1,5 \times 0.6$ $M_u = 0.9$
ELS	$N_s = N = G \times 1$ $N_s = 1.687$	$T_s = T = Q \times 1$ $T_s = 1$	$M_s = M_Q = T \times H$ $M_s = 0.6$

III-1-4 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, et sera donné par mètre linéaire, pour le calcul considéré à une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.

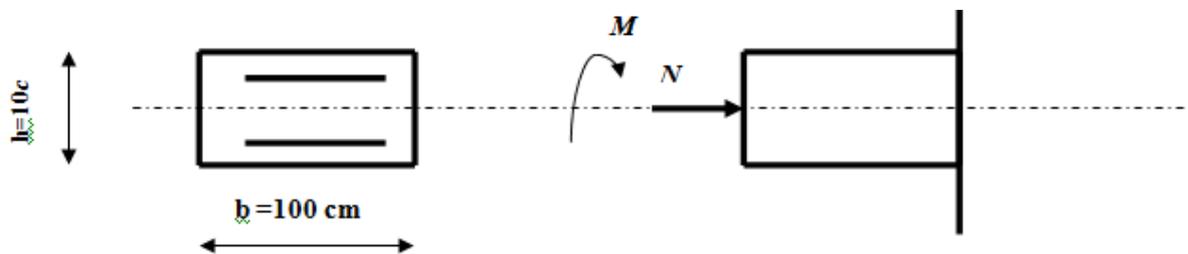


Figure III.3 Section rectangulaire soumise à la flexion Composée

h : épaisseur de la section = 10 cm

$d = h - c$: hauteur utile 8 cm

c et c' : enrobage = 2 cm

b : largeur de la section = 100 cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

-Calcul des armatures á L'ELU

-Calcul de l'excentricité

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,277} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

-Calcul du moment fictif

$$M_{uf} = M_u + N_u \left[d - \frac{h}{2} \right]$$

$d - \frac{h}{2} = y$: La distance entre le CDG de la section du béton et le CDG de celle des armatures tendues.

$$\text{A.N : } M_{uf} = 0,90 + 2,277 \left[0,08 - \frac{0,10}{2} \right] = 0,968 \text{ KN.m}$$

-Calcul des armatures fictives

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{(100 \times 10) \times (8 \times 10)^2 \times 14,2} = 0,0106 \quad \text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5}$$

$\mu_u = 0,0106 < \mu_l = 0,392$: La section est simplement armée (Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires).

$$\mu_u = 0,0106 \longrightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\text{A.N : } A_f = \frac{0,968 \times 10^2}{0,995 \times 8 \times 34,8} = 0,35 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures réelles

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,277 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A = 0,284 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour le choix de barres : 4HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$

-Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de barres : 3HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA8 $\implies A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

III-1-5 Vérification à L'ELU**La condition de non fragilité (BAEL 91/Art 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,687} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} = 0,91 \text{ cm}^2$$

On a : $A_u = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Soit 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \implies (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91)

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeur

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

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

n : Le nombre de barres.

$$A.N : \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05 \times 10} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1 \times 2,1 = 2,10 \text{ MPa} > 0,207 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification de l'ancrage des barres

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$A.N : L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$L_a = 12 \text{ cm}$$

-Vérification des espacements des barres**-Les armatures transversales**

$$esp_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t = 12 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

-Les armatures de montage

$$esp \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$esp \leq \min (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$esp = 33 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Conclusion : Les conditions de l'espacement sont vérifiées

III-1-6 Vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier

- **Dans l'acier**

On doit vérifier $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 : \text{ Pour les barres à haute adhérence (HA)} \\ \eta = 1 : \text{ Pour les barres rondes lisses (RL).} \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226,67 ; 201,63]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,920$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,920) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s \quad \text{avec : } k = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,55 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$D'où : \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III-1-7 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule

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

A : Coefficient de zone.

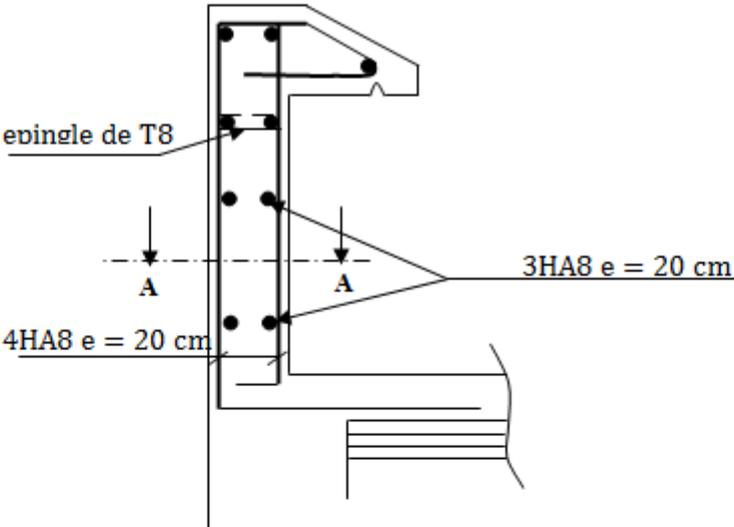
(Zone II_a, groupe d'usage 2) ($A = 0,15$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

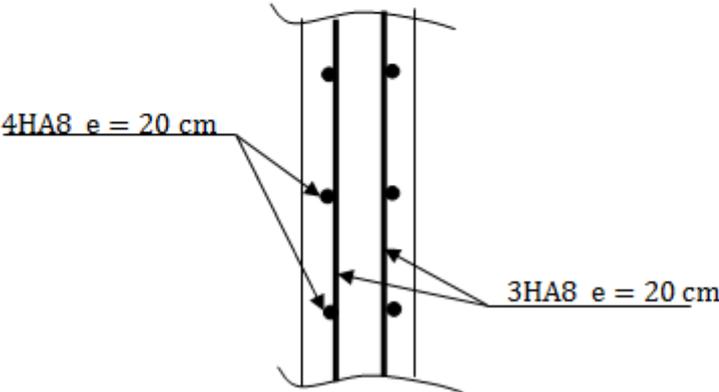
W_p : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme.



Coupe en élévation



Coupe A - A

III-2 Calcul du plancher

Le plancher de (16+4) est constitué :

De corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

D'une dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 4cm.

Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacées de 65cm.

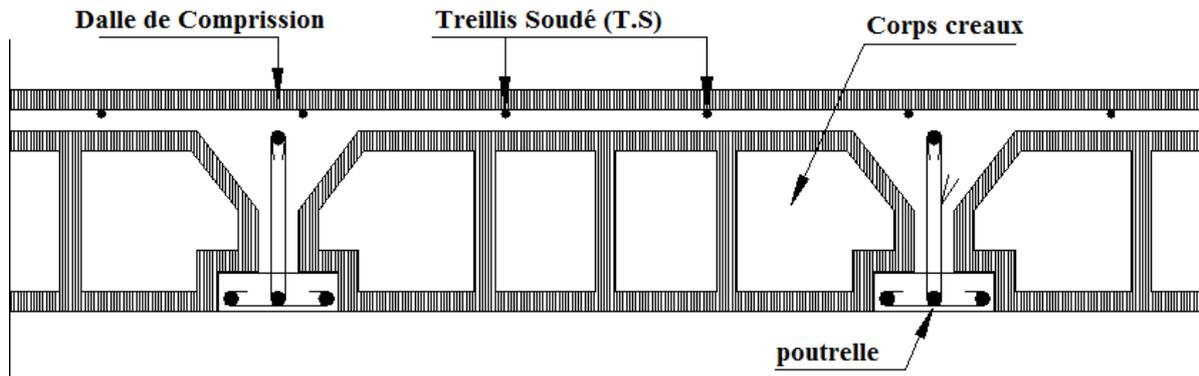


Figure III-4: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III-2-1 Ferrailage de la Dalle de compression

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (TL 520 ; $\varnothing \leq 6$ mm) avec : $T_e = 520$ MPa et une épaisseur courante de 5cm environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par l'Article (B.6.8.423 BAEL 91 /modifié 99).

20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

III.2-2 Calcul des Armatures

Armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL$$

Avec L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5 T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$$

Espacement : $e = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / mL$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2/mL$$

$$\text{Espacement : } e = 20 \text{ cm}$$

On adopte un ferrailage constitué d'un treillis soudé : $TLE [5 \times 4 \times 200 \times 250] mm$

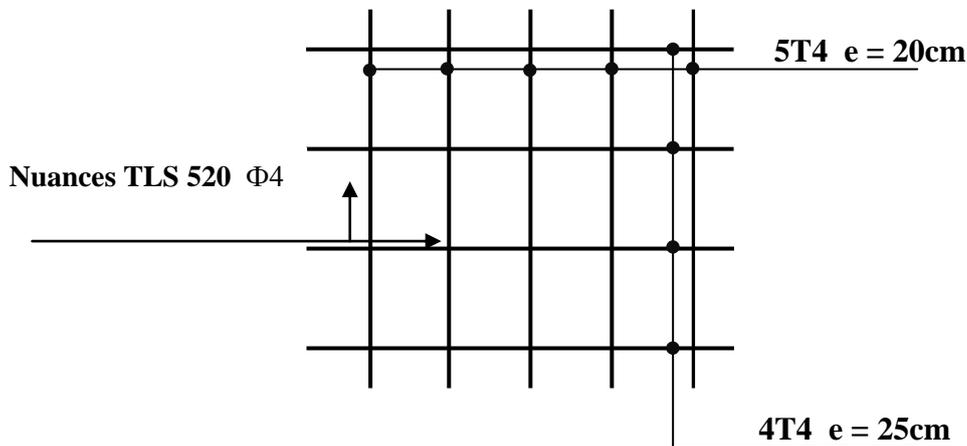


Figure III-5 : Treillis soudé (20x25)

III.3 Étude de la poutrelle**Dimensionnement de la poutrelle.**

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

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée

Critère de la continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99)

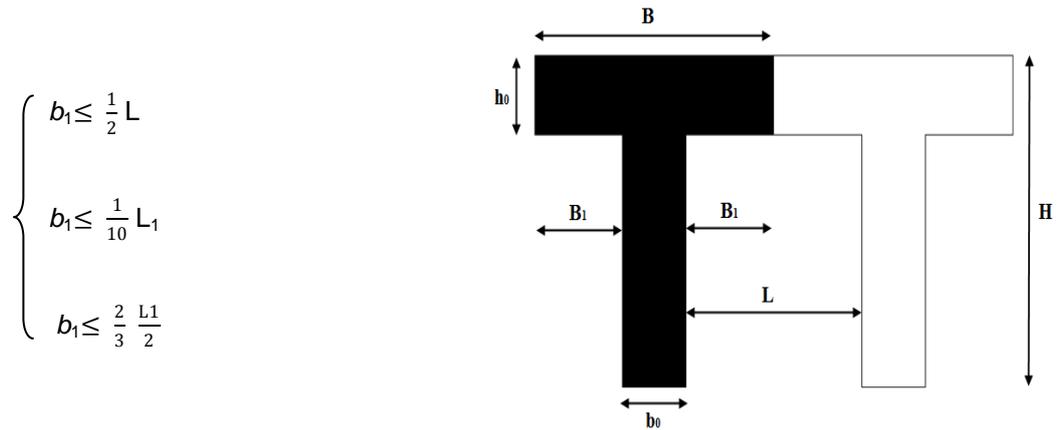


Figure III-6 : Coupe verticale d'une poutrelle.

Avec :

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

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

L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 3.90\text{m}$.

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

H : hauteur totale de plancher

III.4 Calcul de la poutrelle

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{er} Etape : avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée a ses deux extrémités.

Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé a 0.95 KN / m² et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle

$$G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de corps creux

$$G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

Poids propre total

$$G = G_p + G_c = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

Les charges d'exploitation

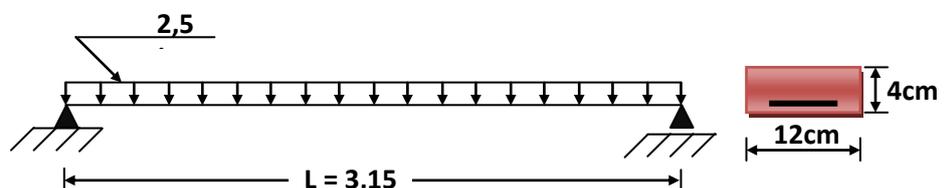
C'est une charge due à la main d'œuvre : $Q=1 \text{ KN /ml}$

La surcharge de l'ouvrier

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

Calcul a l'ELU

Combinaison des charges



$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de moment en travée

$$M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,9^2}{8} = 4,75 \text{ KN.m}$$

Calcul effort tranchant

$$T = q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,9}{2} = 4,87 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armatures

$$U_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$$

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

La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ $b = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$U_b = \frac{4,75 \times 1000}{12 \times 2^2 \times 14,2} \quad \mu_b = 3,48 \gg \mu_{id} = 0,0392 \quad \text{section doublement armée}$$

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

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

III.5 Largeur efficace de la table de compression (Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99)

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

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

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

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{1}{2} L \\ b_1 \leq \frac{1}{10} L_1 \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

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

b : Distance entre axes des poutrelles.

L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 3,90 \text{ m}$.

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

H : hauteur totale de plancher

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{1}{2} 53 = 26.5 \text{cm} \\ b_1 \leq \frac{1}{10} 390 = 39 \text{cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \frac{390}{2} = 130 \text{cm} \end{array} \right\} \quad \text{On prend } b_1 = 26.5 \text{cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Charges et surcharges

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher d'étage courant.

Poids propre du plancher : $G = 5,69 \times 0,65 = 3,70 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge à L'ELU

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 \times 3,70 + 1,5 \times 0,975 = 6,45 \text{ KN/ml}$

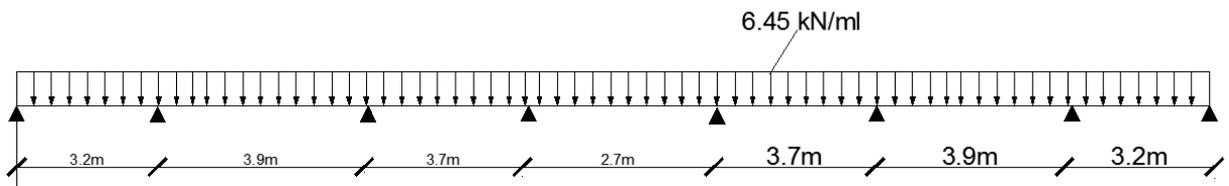


Figure III-7:Schéma statique de la poutrelle

III.6 Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes:

- a-Méthode forfaitaire.
- b-Méthode de Caquot.
- c-Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire

Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99).

1°/La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.

La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$Q \leq \max (2G ; 5 \text{KN/ml})$ avec $Q = 1.5 \text{KN/ml}$ et $G = 5.69 \text{KN/ml}$

$Q = 1.5 \text{KN/ml} \leq \max (2 \times 5.69 ; 5 \text{KN/ml}) \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$2G = 2 \times 5.69 = 11.38 \text{ kN/ml}$

2°/Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées. ...Condition vérifiée.

3°/La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....Condition vérifiée.

4°/Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25 \\ \frac{3.2}{3.90} = 0.82 \\ \frac{3.9}{3.7} = 1.05 \\ \frac{3.7}{2.7} = 1.37 \\ \frac{2.7}{3.7} = 0.69 \\ \frac{3.7}{3.9} = 0.94 \\ \frac{3.9}{3.2} = 1.21 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion

La méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique donc, la Méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments :

-Aux appuis : $M_{i-1} + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}x_{li+1} = \left[-\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{(q_{i+1} l_{i+1})^3}{4} \right]$

-Aux travées : $M(x) = u(x) + M_i(1 + \frac{x}{l_i}) + M_{i+1} \frac{x}{l}$ Et $u(x) = \frac{ql}{2} - \frac{qx^2}{2}$

Avec :

$U(x)$: Moment fléchissant isostatique.

La position du moment maximum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Avec : M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les appuis $i-1$; i ; $i+1$

L_i : La portée de la travée à gauche de l'appui i

L_{i+1} : La portée de la travée à droite de l'appui i

q_i : La charge répartie à gauche de l'appui i

q_{i+1} : La charge répartie a droite de l'appui i

-Dans notre cas nous avons les mêmes charges à gauche et à droite de l'appui i $q_i = q_{i+1}$

A) Calcul des moments

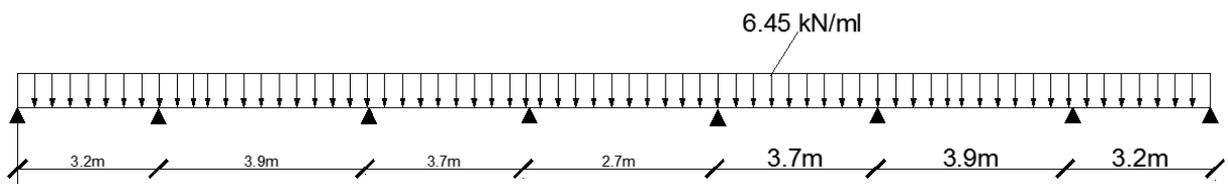


Figure III-8 : Schéma statique des poutrelles

1)- Aux appuis

$$- M_{i-1} + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}x_{i+1} = \left[-\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{(q_i + 1) l_{i+1}^3}{4} \right]$$

$$\text{Appui A : } 6.4M_1 + 3.2M_2 = -52.83$$

$$\text{Appui B : } 3.2M_1 + 14.2M_2 + 3.9M_3 = -148.49$$

$$\text{Appui C : } 3.9M_2 + 15.2M_3 + 3.7M_4 = -177.32$$

$$\text{Appui D : } 3.7M_3 + 12.8M_4 + 2.7M_5 = -113.41$$

$$\text{Appui E : } 2.7M_4 + 15.2M_5 + 3.7M_6 = -113.41$$

$$\text{Appui F : } 3.7M_5 + 15.2M_6 + 3.9M_7 = -177.32$$

$$\text{Appui G : } 3.9M_6 + 14.2M_7 + 3.2M_8 = -148.49$$

Appui H : $3.2M_7 + 6.4M_8 = -52.83$ et Après la résolution on trouve :

Tableau III-2 : récapitulatif des moments des appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Moment	-4.7294	-7.0505	-8.5225	-5.4812	-4.3394	-8.8244	-6.9517	-4.7761

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments des appuis, on diminue ces derniers de $1/3$ et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

On réduisant les moments aux appuis de $1/3$ on aura :

$$M_1 = (-4.7294) - 1/3(-4.7294) = -3.1529 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-7.0505) - 1/3(-7.0505) = -4.7003 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-8.5225) - 1/3(-8.5225) = -5.6816 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-5.4812) - 1/3(-5.4812) = -3.6541 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-4.3394) - 1/3(-4.3394) = -2.8929 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-8.8244) - 1/3(-8.8244) = -5.8829 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = (-6.9571) - 1/3(-6.9571) = -4.6380 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = (-4.7761) - 1/3(-4.7761) = -3.1840 \text{ KN.m}$$

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif

Appuis	Li	Li+1	qi	Equations	Mi
1	0	3.2	6.45	$6.4M_1+3.2M_2=-52.83$	-3.1529
2	3.2	3.9	6.45	$3.2M_1+14.2M_2+3.9M_3=-148.49$	-4.7003
3	3.9	3.7	6.45	$3.9M_2+15.2M_3+3.7M_4=-177.32$	-5.6816
4	3.7	2.7	6.45	$3.7M_3+12.8M_4+2.7M_5=-113.41$	-3.6541
5	2.7	3.7	6.45	$2.7M_4+15.2M_5+3.7M_6=-113.41$	-2.8929
6	3.7	3.9	6.45	$3.7M_5+15.2M_6+3.9M_7=-177.32$	-5.8829
7	3.9	3.2	6.45	$3.9M_6+14.2M_7+3.2M_8=-148.49$	-4.6380
8	3.2	0	6.45	$3.2M_7+6.4M_8=-52.83$	-3.1840

2) En travée

$$M(x)=u(x)+M_i\left(1-\frac{x}{l_i}\right)+M_{i+1}\frac{x}{l_i}, \text{ Avec : } u(x)=-\frac{ql}{2}x-\frac{qx^2}{2} \text{ donc } x=\frac{l_i}{2}+\frac{M_{i+1}-M_i}{q l_i}$$

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des moments aux travées

Travées	L(m)	Qu (kn/m)	Mi (Kn.m)	Mi+1 (Kn.m)	X(m)	Mt(x) (Kn.m)
1-2	3.2	6.45	-3.1529	-4.7003	1.52	4.43
2-3	3.9	6.45	-4.7003	-5.6816	1.91	7.07
3-4	3.7	6.45	-5.6816	-3.6541	1.93	6.39
4-5	2.7	6.45	-3.6541	-2.8929	1.39	2.61
5-6	3.7	6.45	-2.8929	-5.8829	1.72	6.70
6-7	3.9	6.45	-5.8829	-4.6380	1.99	7.01
7-8	3.2	6.45	-4.6380	-3.1840	1.67	4.36

B) Calcul des efforts tranchants

$$V(x)=\frac{qu l_i}{2}-qu x + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i}$$

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

Travées	L(m)	Qu (KN/m)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	V(x) (kn)	
					x=0	x=L
1-2	3.2	6.45	-3.1529	-4.7003	9.83	-10.80
2-3	3.9	6.45	-4.7003	-5.6816	12.32	-12.82
3-4	3.7	6.45	-5.6816	-3.6541	12.48	-11.38
4-5	2.7	6.45	-3.6541	-2.8929	8.98	-8.42
5-6	3.7	6.45	-2.8929	-5.8829	11.12	-12.74
6-7	3.9	6.45	-5.8829	-4.6380	12.89	-12.25
7-8	3.2	6.45	-4.6380	-3.1840	10.77	-9.86

Diagrammes des efforts internes

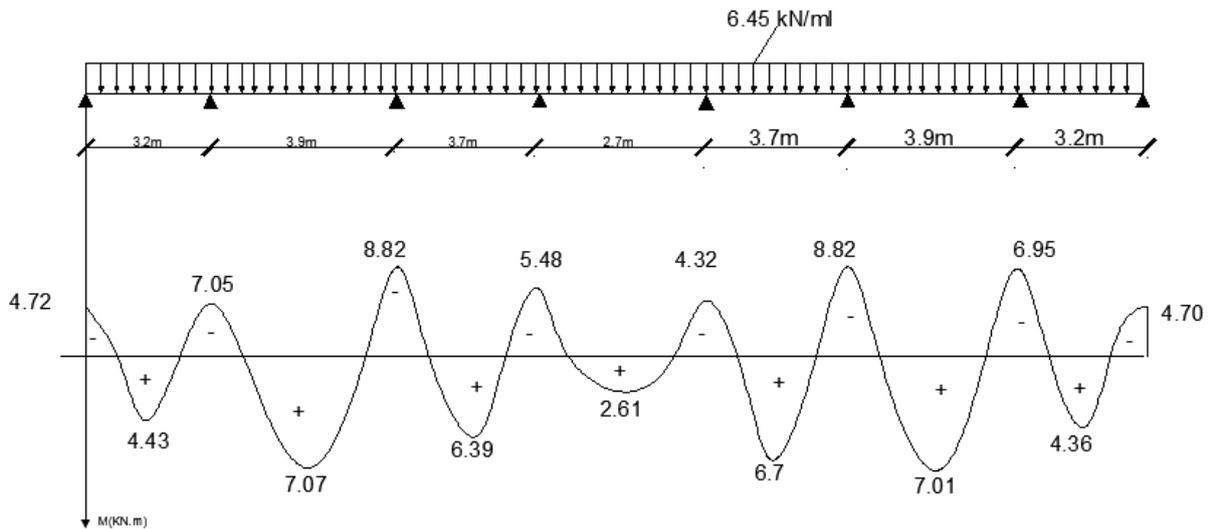


Figure III-9 : Diagramme des moments fléchissant

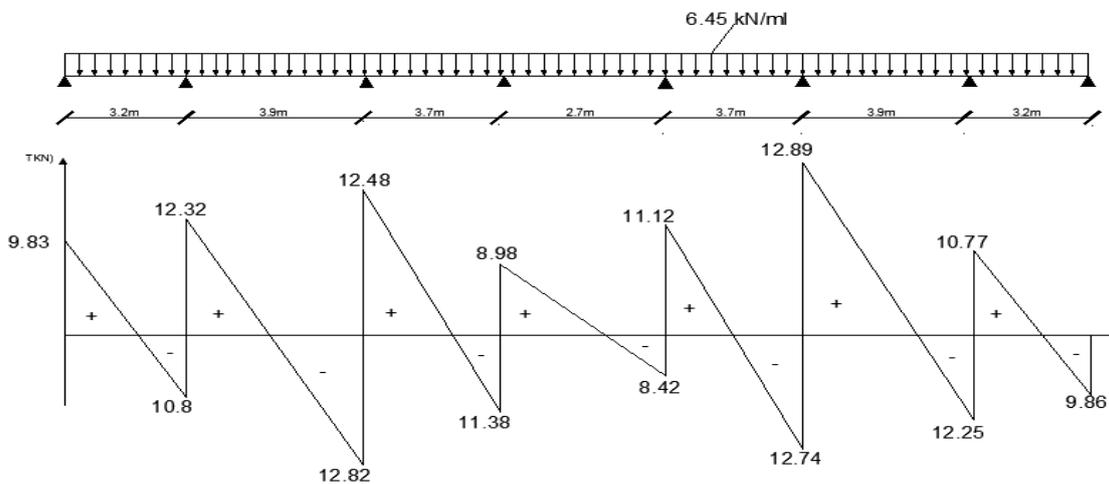


Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchants

III.7 Calcul des armatures

L'ELU

Les moments maximaux aux appuis et en travées :

$$M_{t \max} = 7,07 \text{ KN.m} \quad M_{a \max} = 8,8244 \text{ KN.m}$$

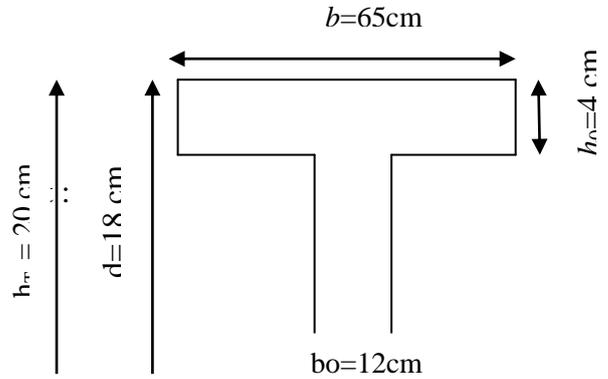


Figure III-11 : Dimensionnement de la section en T

A-Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_{t \max} = 7,07 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_0 = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,07 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_0 = 0,024 \quad \text{et} \quad \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7,07 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,14 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopt: } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

B-armature aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$M_{a \max} = 5,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_0 = \frac{M_{a \max}}{b_o d^2 f_{bc}} = \frac{5,88 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_0 = 0,106 \quad \beta = 0,944$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{5,88 \times 10^3}{0,944 \times 18 \times 348} = 0,994 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,994 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopt: } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_{\max}\right)$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571cm \text{ On prend } \phi = 6mm$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

D-Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III-8 Vérification à L'ELU

A .vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 .Art A .5.1.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma}, 5Mpa)$$

$$\tau_u = \min(3,33Mpa, 5Mpa) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{12,89 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,596 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,596 \text{ Mpa} < \tau_U = 3,33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ .Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ .Condition vérifiée}$$

C .Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 91.Art.6.13)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,89 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \varphi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 2,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

D. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art.A5.313/BAEL91)

Sur le béton : on doit vérifier que : $V_{u \max} \leq V_u = 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } a = 0,9d \text{ et } \frac{0,4}{\gamma_b} = 0,267$$

$$V_{u \max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 12,89 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,76 \text{ KN}$$

Sur l'acier : on doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_{u \max} - \frac{M_{a \max}}{0,9d} \right)$

$$A_{st} = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,89 - \frac{5,88}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,67$$

$$A_{st} = 1,13 \geq -0,67 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Encrenage des barres

$$\tau_{su} = 0,6\varphi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \varphi_s = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,34 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochet est : } l_c = 0,4 \times l_s = 14,14 \text{ cm}$$

Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3,70 + 0,975 = 4,675 \text{ KN/ml}$$

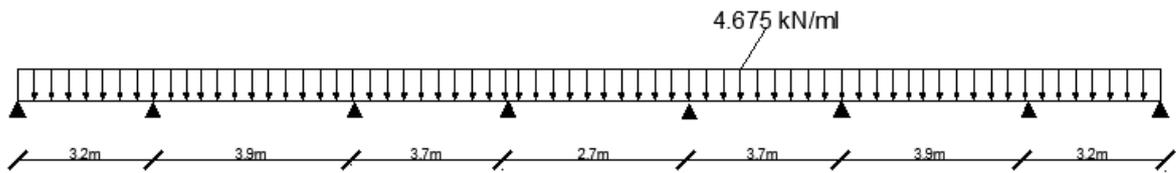


Figure III-12: Schéma statique des poutrelles ELS

$$\text{Appui A : } 6.4M_1 + 3.2M_2 = -38.29$$

$$\text{Appui B : } 3.2M_1 + 14.2M_2 + 3.9M_3 = -107.62$$

$$\text{Appui C : } 3.9M_2 + 15.2M_3 + 3.7M_4 = -128.52$$

$$\text{Appui D : } 3.7M_3 + 12.8M_4 + 2.7M_5 = -82.20$$

$$\text{Appui E : } 2.7M_4 + 15.2M_5 + 3.7M_6 = -82.20$$

$$\text{Appui F : } 3.7M_5 + 15.2M_6 + 3.9M_7 = -128.52$$

$$\text{Appui G : } 3.9M_6 + 14.2M_7 + 3.2M_8 = -107.62$$

$$\text{Appui H : } 3.2M_7 + 6.4M_8 = -38.29$$

Après la résolution on trouve :

Tableau III-6 : récapitulatif des moments des appuis

Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
Moment	-3.4745	-5.0164	6.4788	-2.8318	8.1410	13.2944	11.136	0.411

Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments des appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

On réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$M_1 = (-3.4745) - 1/3(-3.4745) = -2.3163 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-5.0164) - 1/3(-5.0164) = -3.3442 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-6.4788) - 1/3(-6.4788) = -4.3192 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-2.8318) - 1/3(-2.8318) = -1.8878 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-8.1410) - 1/3(-8.1410) = -5.4273 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (13.2944) - 1/3(13.2944) = 8.8629 \text{ KN.m}$$

$$M7 = (-11.1367) - 1/3(-11.1367) = -7.4244 \text{ KN.m}$$

$$M8 = (-0.4144) - 1/3(-0.4144) = -0.2762 \text{ KN.m}$$

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif

Appuis	Li	Li+1	Qi	Equations	Mi
1	0	3.2	4.675	$6.4M1 + 3.2M2 = -38.29$	-2.3163
2	3.2	3.9	4.675	$3.2M1 + 14.2M2 + 3.9M3 = -107.62$	-3.3442
3	3.9	3.7	4.675	$3.9M2 + 15.2M3 + 3.7M4 = -128.52$	-4.3192
4	3.7	2.7	4.675	$3.7M3 + 12.8M4 + 2.7M5 = -82.20$	-1.8878
5	2.7	3.7	4.675	$2.7M4 + 15.2M5 + 3.7M6 = -82.20$	-5.4273
6	3.7	3.9	4.675	$3.7M5 + 15.2M6 + 3.9M7 = -128.52$	8.8629
7	3.9	3.2	4.675	$3.9M6 + 14.2M7 + 3.2M8 = -107.62$	-7.4244
8	3.2	0	4.675	$3.2M7 + 6.4M8 = -38.29$	-0.2762

En travée

$$M(x) = u(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{li}\right) + M_{i+1} \frac{x}{li}$$

$$\text{Avec : } u(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

$$x = \frac{li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q li}$$

Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des moments aux travées

Travées	L(m)	Qu (kn/m)	Mi (Kn.m)	Mi+1 (Kn.m)	X(m)	Mt(x) (Kn.m)
1-2	3.2	4.675	-2.3163	-3.3442	1.53	3.16
2-3	3.9	4.675	-3.3442	-4.3192	1.89	5.06
3-4	3.7	4.675	-4.3192	-1.8878	1.99	4.94
4-5	2.7	4.675	-1.8878	-5.4273	1.06	0.78
5-6	3.7	4.675	-5.4273	8.8629	2.67	11.31
6-7	3.9	4.675	8.8629	-7.4244	1.30	11.33
7-8	3.2	4.675	-7.4244	-0.2762	1.94	2.62

Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = \frac{qu li}{2} - qu x + \frac{M_{i+1} - M_i}{li}$$

Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

Travées	L(m)	Qu (KN/m)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	V(x) (kn)	
					x=0	x=L
1-2	3.2	4.675	-2.3163	-3.3442	7.1587	-7.80
2-3	3.9	4.675	-3.3442	-4.3192	8.86	-9.36
3-4	3.7	4.675	-4.3192	-1.8878	9.30	-7.99
4-5	2.7	4.675	-1.8878	-5.4273	5	-7.62
5-6	3.7	4.675	-5.4273	8.8629	12.51	-4.78
6-7	3.9	4.675	8.8629	-7.4244	4.94	-13.29
7-8	3.2	4.675	-7.4244	-0.2762	9.71	-5.24

Diagrammes des efforts internes

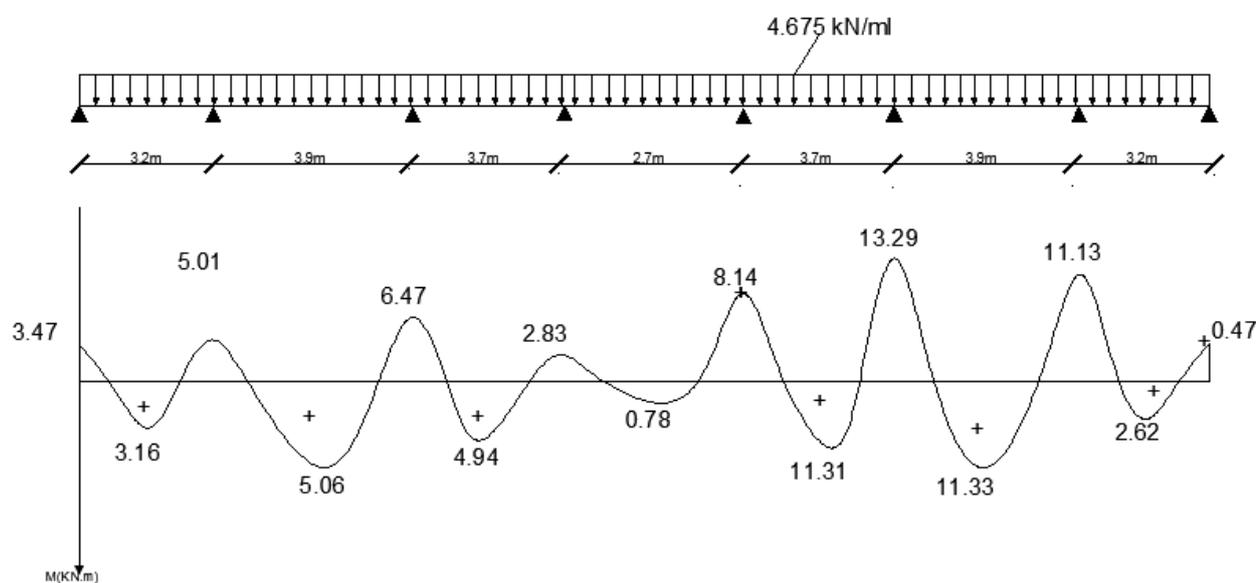


Figure III-13 Diagramme des moments fléchissant

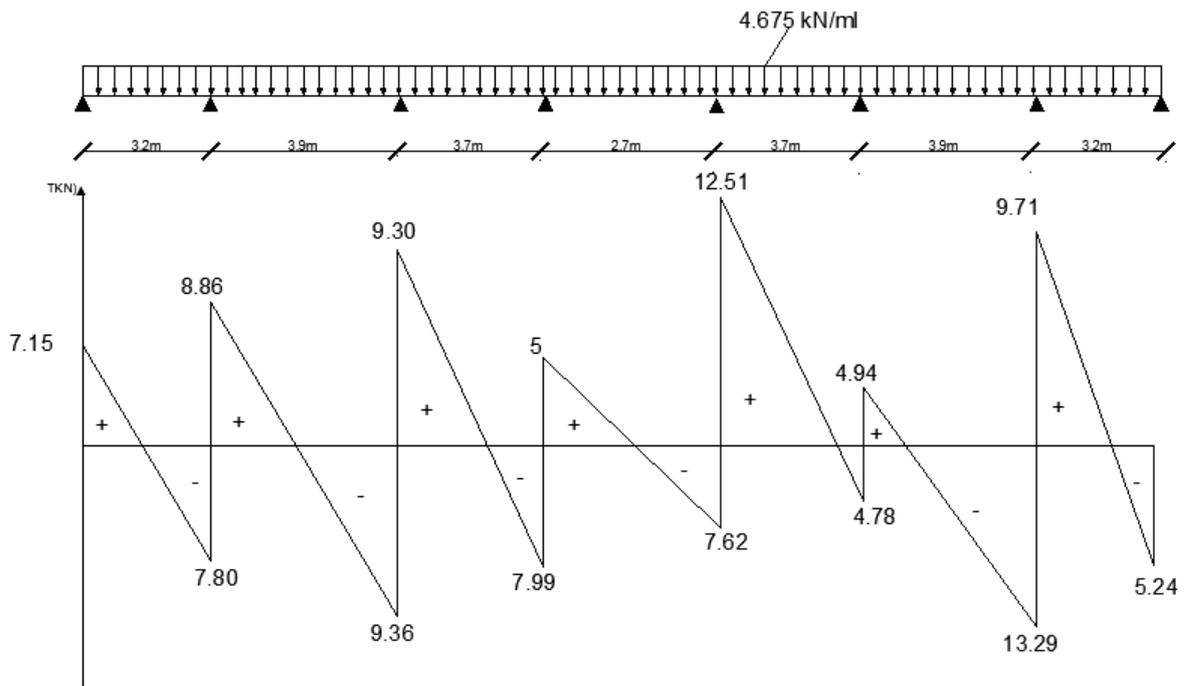


Figure III-14 Diagramme des efforts tranchants

A. Etat limite de la compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

En travée : $M_{t\ max} = 11.33\ KN.m$

La contrainte dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 1,51}{18 \times 12} = 0,699 \qquad \beta_1 = 0,878 \qquad K = 0,03$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t\ max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{11,33 \times 10^6}{0,878 \times 18 \times 1,51 \times 10^3} = 474,77\ MPa > 384\ MPa$$

La contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = k\sigma_s = 0,03 \times 474,77 = 14,24\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = 14,24\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis $M_{a\ max} = 8.86\ KN.m$

La contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523 \qquad \beta_1 = 0,891 \qquad K=31,11$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{a\ max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 488,88\ MPa > \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'LEU sont satisfaisantes

B. Vérification des ouvertures de fissuration à l'LEU

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

C. Etat limite de déformation (BAEL 91.Art.68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se

Dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \text{avec : } M_0 = bh_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{KN.m}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

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

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : Moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0,063 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0,063 > \frac{11,33}{15 \times 59,072} = 0,012 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,51}{18 \times 12} = 0,0069 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la flèche est justifiée.

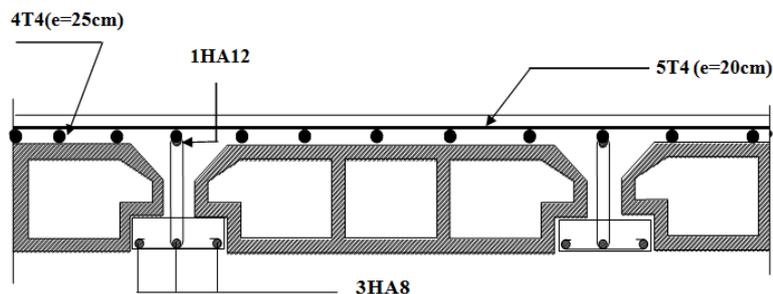


Figure III-14 :Plan de ferrailage du plancher

Les Escaliers.

Introduction

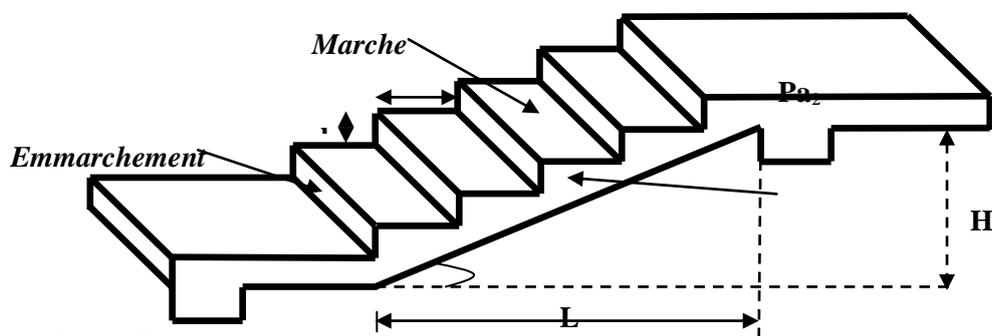
Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

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

Dans notre cas on a un seul type d'escalier avec deux volées et un palier de repos.

III-1 Pré dimensionnement de l'escalier

Présentation schématique



Notation utilisées

g : giron

h : hauteur de la contremarche

e_p : Épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L_p : Longueur de

L_1 : Largeur du palier

L : Longueur de la paillasse

L_0 : Longueur total (palier + paillasse)

$L_p = 240\text{cm}$

$L_1 = 150\text{cm}$

$L = 285\text{cm}$

$L_0 = L_1 + L = 435\text{ cm}$

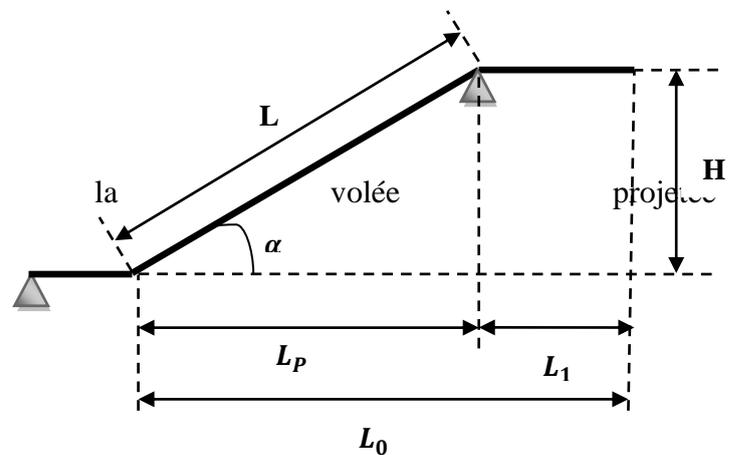


Figure III.14 : Schéma statique des escaliers

b. Nombre de marches et contremarches

La loi de BLONDEL est une condition qui permet de réaliser un escalier qui assure le confort des usagers. Elle exige que les dimensions du giron (g), et la contremarche (h) doit vérifier la relation : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

A.N : Dans le cas de notre bâtiment, il comporte un seul type d'escalier, constitué d'une paillasse et d'un palier. Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad ; \quad 60 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$$

$$\text{Le nombre de contremarche : } n = \frac{H}{h} \quad H = H_{\text{etage}} / 2$$

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1$$

$$\text{Raideur d'escalier : } r = \frac{h}{g}$$

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120 \text{ cm}$

Application

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm} \quad H = H_{\text{etage}} / 2$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$60 - 2h \leq g \leq 66 - 2h \quad 26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

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

L'emmarchement est de 150 cm

$$\text{La longueur de la foulée : } L_p = g(n-1) = 240 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités dont L'épaisseur (e_p) de la paillasse et du palier est donnée par la formule suivante : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_p} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_p}{L} \quad L = \frac{L_p}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,92} = 260 \text{ cm} \quad L_0 = L + L_1 = 260 + 150 = 410 \text{ cm}$$

$$L_0 = L + L_1 = 260 + 150 = 410 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20} \quad 13,67 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e_p = 18 \text{ cm}$$

III-2 Détermination des sollicitations de calcul**Charge permanente****La volée**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } 0,18 \times \frac{25}{\cos 32,52^\circ} = 5,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre de revêtement :

$$\text{- Carrelage : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Mortier de pose : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Enduit en ciment : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Lit de sable : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Poids propre du garde corps : } 0,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{tot} = 9,25 \text{ KN/m}^2$$

Le palier de repos

$$\text{Poids de la dalle : } 25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carrelage : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en ciment : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Lit de sable : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{tot} = 6,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du mur : } 2,56 \times (3,06 - 0,18) = 7,37 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier. $Q_v = Q_p = Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III-3 Combinaison de charge

Tableau III-10: combinaison de charge

Combinaison de charge	E.LU	E.L.S
Volée :	$q_{uv} = (1,35 \times 9,25 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml}$ $= 16,23 \text{ KN/ml}$	$q_{sv} = (9,25 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,75 \text{ KN/ml}$
Palier :	$q_{up} = (1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml}$ $= 11,98 \text{ KN/ml}$	$q_{sp} = (6,10 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,60 \text{ KN/ml}$
Murs :	$q = 1,35 \times 7,37 = 9,94 \text{ KN/ml}$	$q = 7,37 \text{ KN/ml}$

IV-C-4 Calcul à L'ELU

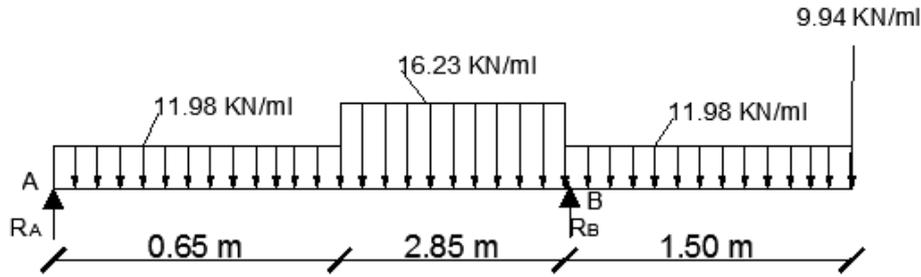


Figure III.15: Schéma statique de l'escalier à L'ELU

Calcul des réactions

$R_A = 17.79 \text{ KN}$ $R_B = 64.16 \text{ KN}$

Tableau III-11 :Les efforts tranchants et les moments fléchissant a L'ELU.

N°	Expression		X	Valeur	Tronçon
1	Effort tranchant (KN)	$T(X) = q_u X - R$ $= 17.79 - 11.98x$	0	17.79	
			0.65	10	
	Moment (KN.m)	$M(X) = R X - q x^2/2$ $= 17.79x - 5.99x^2$	0	0	
			0.65	9.03	
2	Effort tranchant (KN)	$T(X) = 20.54 - 16.23x$	0.65	10	
			3.5	-36.26	
	Moment (KN.m)	$M(X) = -8.115x^2 + 20.54x - 0.90$	0.65	9.03	
			3.5	-28.35	
3	Effort tranchant (KN)	$T(X) = 9.94 + 11.98x$	0	9.94	
			1.50	27.91	
	Moment (KN.m)	$M(X) = -5.99x^2 - 9.94x$	0	0	
			1.50	-28.38	

Calcul du moment max

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour moment. M_{max} au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement

Le moment max M_{max} est pour la valeur $x = \frac{20.54}{16.23} = 1.26$ d'où $M_{max} = 12.10 \text{ KN.m}$

$$M_{max} = -8.11x^2 + 20.54x - 0.90 = 12.10 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{max} = -3.63 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{max} = 10.28 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts internes à E.L.U

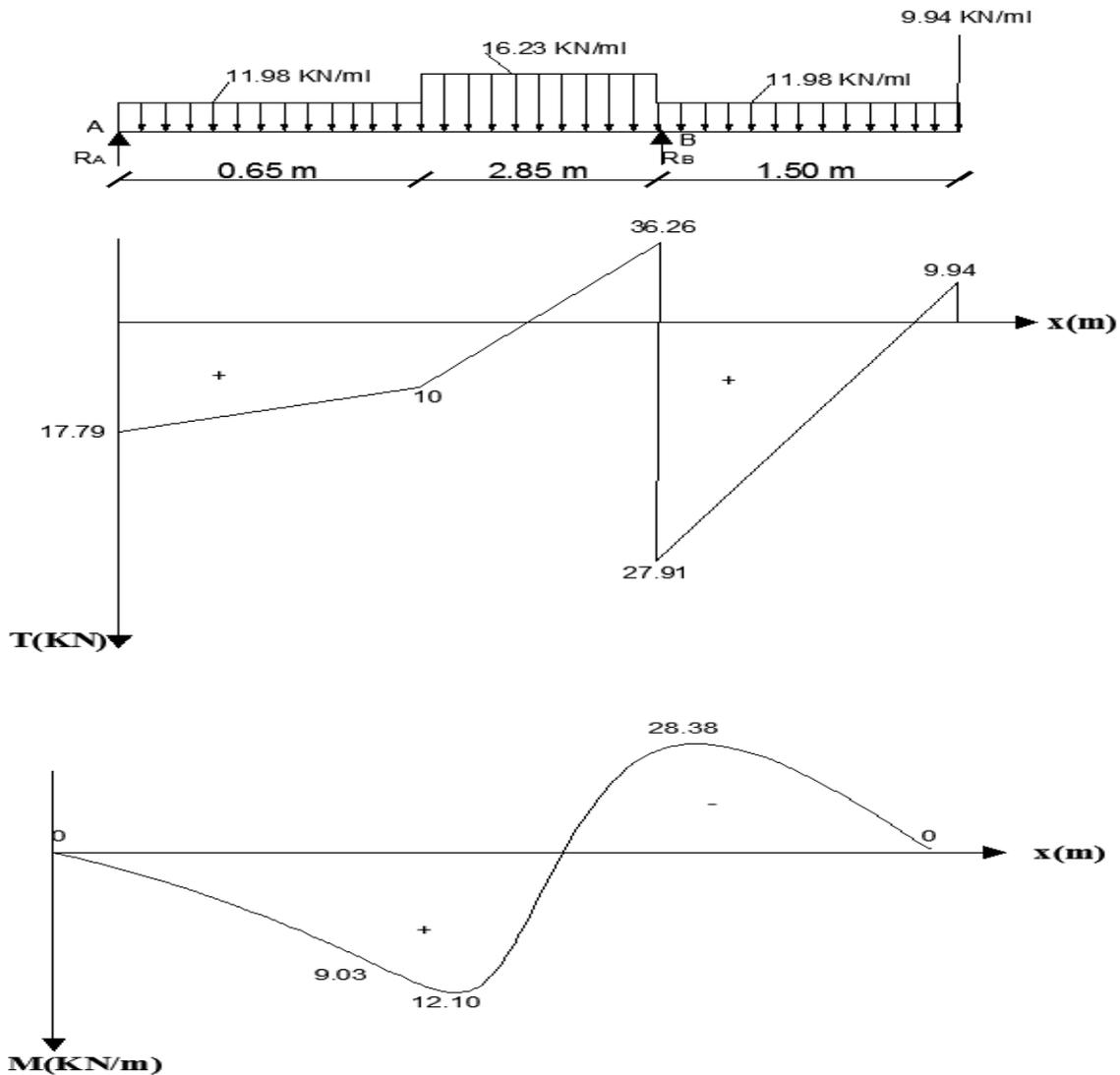


Figure III.16: diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants

III-5 Calcul à L'ELS

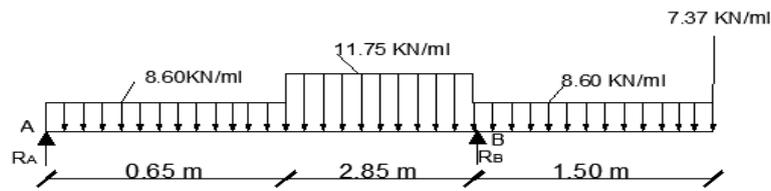


Figure III.17: Schéma statique de l'escalier à L'ELS

Calcul des réactions

$$R_A = 12.78 \text{ KN}$$

$$R_B = 46.56 \text{ KN}$$

Calcul effort tranchant

Tableau III -12: Les efforts tranchants et les moments fléchissants a L'ELS.

N°	Expression	X	Valeur	Tronçon
1	Effort tranchant (KN)	$T(X) = q_u X - R$ $= 12.78 - 8.60x$	0 : 12.78 0.65 : 7.19	
	Moment (KN.m)	$M(X) = R X - q \frac{x^2}{2}$ $= 12.78x - 4.3x^2$	0 : 0 0.65 : 6.49	
2	Effort tranchant (KN)	$T(X) = -11.75x + 14.82$	0.65 : 7.19 3.5 : -26.30	
	Moment (KN.m)	$M(X) = -5.875x^2 + 14.82x - 0.67$	0.65 : 6.49 3.5 : -20.70	
3	Effort tranchant (KN)	$T(X) = 7.37 + 8.60x$	0 : 7.37 1.50 : 20.27	
	Moment (KN.m)	$M(X) = -4.3x^2 - 7.37x$	0 : 0 1.50 : -20.73	

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment. M_{max} au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement

Le moment max M_{max} est pour la valeur $x = \frac{14.82}{11.75} = 1.26\text{m}$ d'où $M_{max} = 8.68\text{KN.m}$

$$M_{max} = -5,87x1.26^2 + 14.82x1.26 - 0,67 = 8.68 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{max} = -2.60 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{max} = 7.37\text{KN.m}$

Les diagrammes des efforts internes à E.L.S

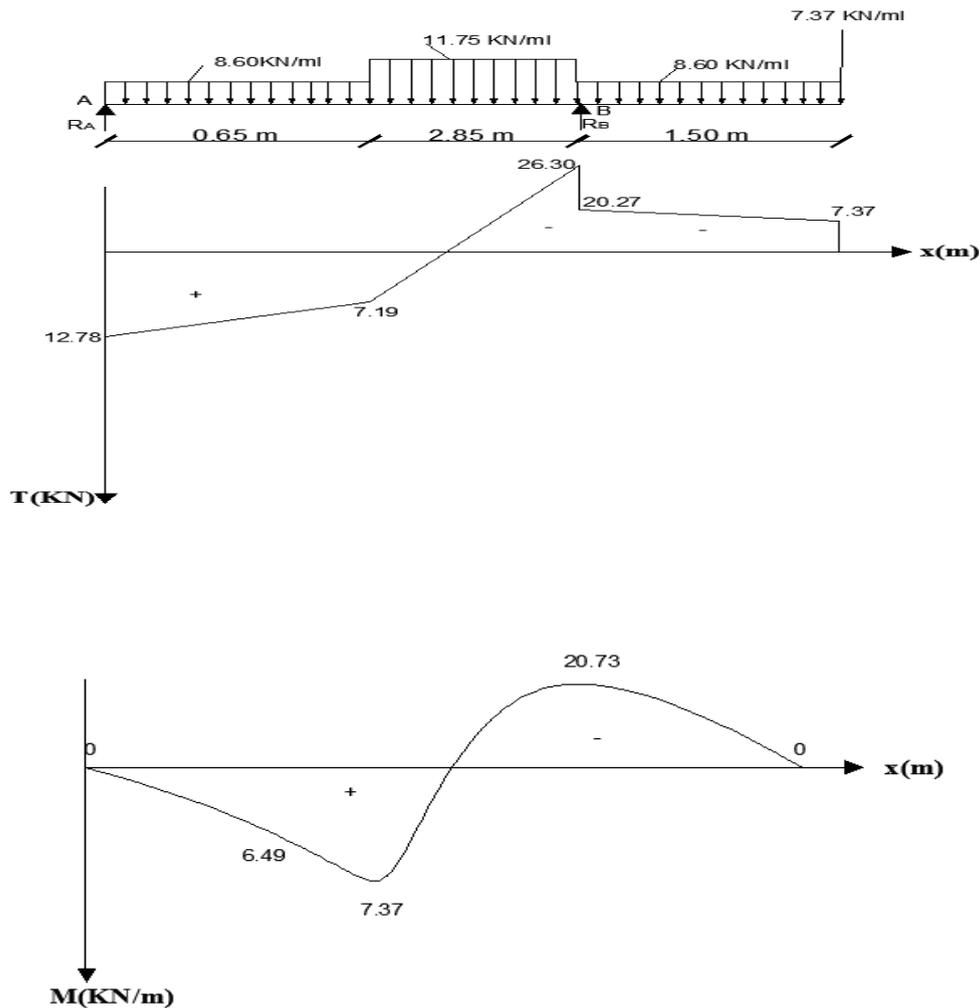


Figure III.18: Diagramme des efforts internes et moments fléchissants

III-C-6 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

Calcul du moment réduit μ_b

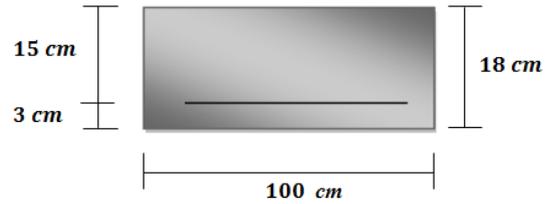
$$M_a = /-0,3 M_{max} / = 3.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec M : Moment supporté par la section f_{bc} : Caractéristiques des matériaux (béton)

b et d : Dimensions de la section du béton

**A –En appuis**Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.63 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14,2} = 0,011 \quad \beta = 0.994$$

$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.34 \times 10^3}{0,994 \times 15 \times 348} = 0.836 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1,50 \text{ cm}^2$ **B –En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,85 M_{max} = 8.73 \text{ KN.m} \\ M_{max} = 10.28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.73 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14,2} = 0,027 \quad \beta = 0,986$$

$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.73 \times 10^3}{0,986 \times 15 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les vérifications à L'ELU**Condition de non fragilité : [Art : A – 4 – BAEL /91]**

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Nous avons

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91/Art 5.1, 211)

$$V_u^{max} = 36.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_c28}{\gamma_b}; 5 \right) [\text{MPa}]$$

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

$$\tau_u = \frac{36.26 \times 10^3}{(100 \times 18) \times 10^2} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'adhérence des barres (ArtA6.1.3/BAEL91)

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

 ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1.0 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.26 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.78 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Encrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la quelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $L_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Les vérifications à L'ELS**Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad (\text{une poutre soumise à la flexion simple})$$

β ; K_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires et flexion simple sans armatures

Comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \times d}$

Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \times 15} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,915 \\ K_1 = 61,92 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{2.60 \cdot 10^6}{0,915 \cdot 150 \cdot 3,14 \cdot 10^2} = 60,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{60,32}{61,92} = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,97 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 15} = 0,301 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7.37 \cdot 10^6}{0,913 \cdot 150 \cdot 4,52 \cdot 10^2} = 119,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119,06}{52,57} = 2,26 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,26 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

2-Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{max} \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa . Avec} \end{array} \right.$$

h : Hauteur totale (18 cm)

L : Portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : Section des armatures

b_0 : Largeur de la nervure

d : Hauteur utile de la section droite

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : $\frac{h}{L} = \frac{18}{500} = 0,036 \leq \frac{1}{16} = 0,062$ condition non vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5XqXl^2}{384xE_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s ; q_{palier}^s) = q_v^s = 11.75 \text{ KN/ml}$$

E_v : module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

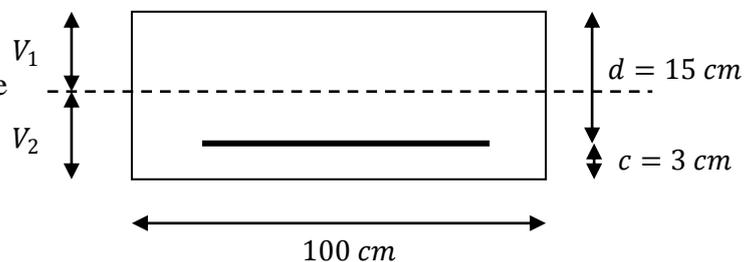
$$S_{xx} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15$$

$$S_{xx} = 17217 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 18) + (15 \times 4,52)$$



$$B_0 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17217}{1867,8} = 9,22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,22 = 8,78 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3}((9,22)^2 + (8,78)^3) + 15 \times 4,52(8,78 - 3)^2$$

$$I = 50952,21 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,75 \times (5,0)^4}{10818,86 \times 10^3 \times 50952,21 \times 10^{-8}} = 0,0017 \text{ m}$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f = 0,0017 \text{ m} < \overline{f} = 0,01 \text{ m} \text{ .condition vérifiée. (pas de fleche)}$$

RDC

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad ; \quad 60 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$$

$$\text{Le nombre de contremarche : } n = \frac{H}{h} \quad H = H_{RDC} - H_{etages} = 4,08 - 3,06 = 1,02 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1$$

$$\text{Raideur d'escalier : } r = \frac{h}{g}$$

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120 \text{ cm}$

Application

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm} \quad H = H_{etage} / 2$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \quad m = n - 1 = 5 \text{ marches}$$

$$60 - 2h \leq g \leq 66 - 2h \quad 26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

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

L'emmarchement est de 150 cm

$$\text{La longueur de la foulée : } L_p = g(n-1) = 150 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement de la pailasse et du palier de repos

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités dont l'épaisseur (e_p) de la pailasse et du palier est donnée par la formule suivante :

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_p} = \frac{102}{150} = 0,68 \quad \alpha = 34,21^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_p}{L} \quad L = \frac{L_p}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 34,21} = 181,38 \text{ cm}$$

$$L_0 = L + L_1 = 181,38 + 150 = 331,38 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{331,38}{30} \leq e_p \leq \frac{331,38}{20} \quad 11,04 \text{ cm} \leq e_p \leq 16,56 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-7 Détermination des sollicitations de calcul

Charge permanente

La volée

$$\text{Poids propre de la paillasse : } 0,15 \times \frac{25}{\cos 34,21} = 4,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre de revêtement :

$$\text{- Carrelage : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Mortier de pose : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Enduit en ciment : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Lit de sable : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Poids propre du garde corps : } 0,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{tot} = 8,54 \text{ KN/m}^2$$

Le palier de repos

$$\text{Poids de la dalle : } 25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carrelage : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : } 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en ciment : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Lit de sable : } 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{tot} = 6,1 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier.

$$Q_v = Q_p = Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

III-8 Combinaison de charge

Tableau III.13: combinaison de charge

Combinaison de charge	E.L.U	E.L.S
Volée :	$q_{uv} = (1,35 \times 8,54 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml$ $= 15,27 \text{ KN/ml}$	$q_{sv} = (8,54 + 2,5) \times 1ml$ $= 11,04 \text{ KN/ml}$
Palier :	$q_{up} = (1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml$ $= 11,98 \text{ KN/ml}$	$q_{sp} = (6,10 + 2,5) \times 1ml$ $= 8,60 \text{ KN/ml}$

III-9 Calcul à L'ELU

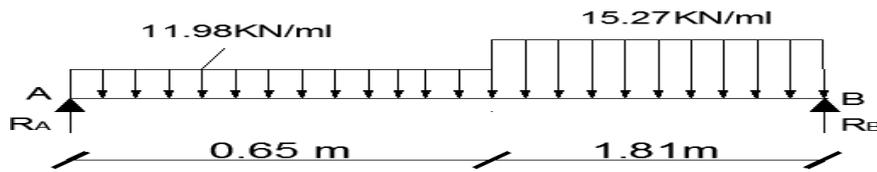


Figure III.19 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

Calcul des réactions

$R_A = 16,93 \text{ KN}$ $R_B = 18,49 \text{ KN}$

Calcul effort tranchant

Tableau III -14 :Les efforts tranchants et les moments fléchissants à L'ELU

N°	Expression	X	Valeur	Tronçon	
1	Effort tranchant (KN)	$T(X) = q_u X - R$ $16,93 - 11,98x$	0 0,65	16,93 9,14	
	Moment (KN.m)	$M(X) = R X - q x^2/2$ $= 16,93x - 5,99x^2$	0 0,65	0 8,47	
2	Effort tranchant (KN)	$T(X) =$ $19,07 - 15,27x$	0,65 2,46	9,14 -18,49	
	Moment (KN.m)	$M(X) =$ $-7,63x^2 + 19,07x - 0,69$	0,65 2,46	8,47 0	

Calcul du moment max

Le moment max M_{max} est pour la valeur $x = \frac{19.07}{15.27} = 1.24$ d'où $M_{max} = 11.22 \text{ KN.m}$

$$M_{max} = -7.63x^2 + 19.07x - 0.69 = 11.22 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{max} = -3.36 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{max} = 9.53 \text{ KN.m}$

- **Les diagrammes des efforts internes à E.L.U**

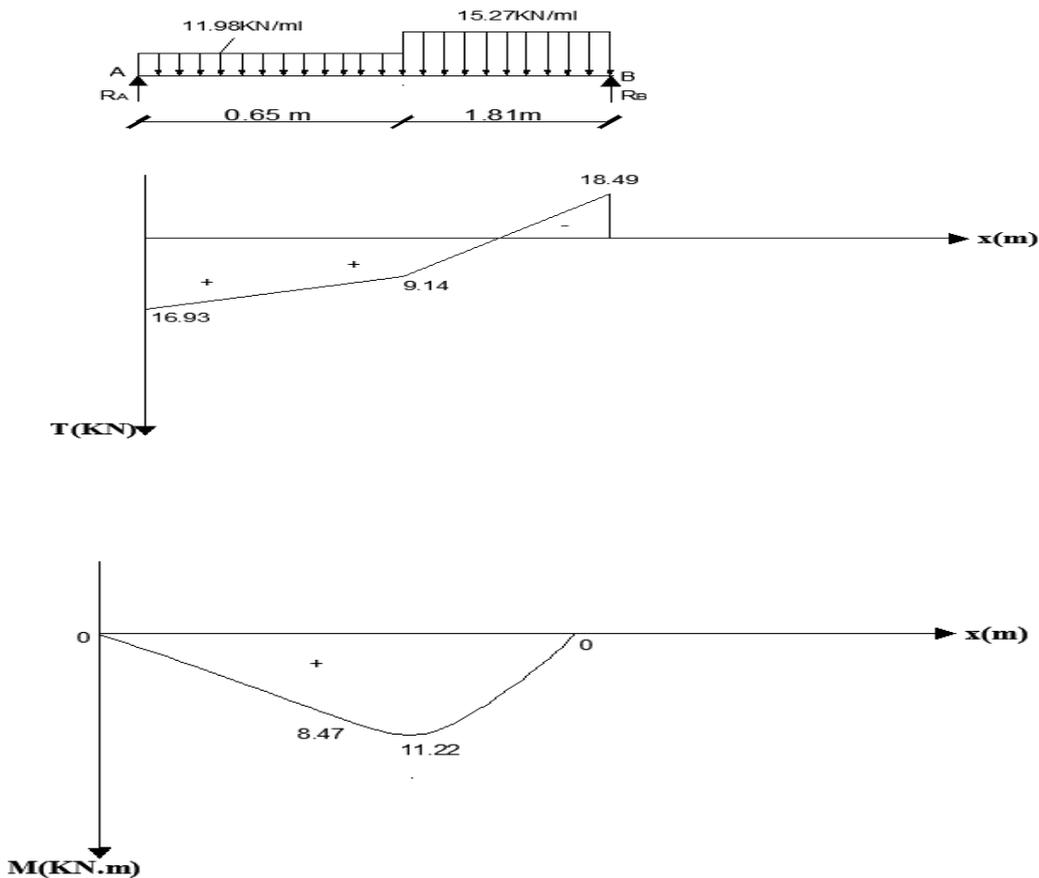


Figure III.20: Diagramme des efforts internes et moments fléchissants

III-C-10 Calcul à L'ELS

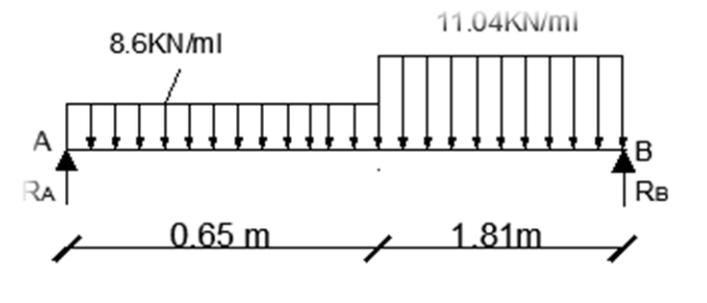


Figure III.21: schéma statique des escaliers a l'ELS

Calcul des réactions

$$R_A = 12.21 \text{ KN}$$

$$R_B = 13.36 \text{ KN}$$

Calcul effort tranchant

Tableau III -15 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants a L'ELS

N°	Expression		X	Valeur	Tronçon
1	Effort tranchant (KN)	$T(X) = q_u X - R$	0	12.21	
		$12.21 - 8.60x$	0.65	6.62	
	Moment (KN.m)	$M(X) = R X - q \frac{x^2}{2}$	0	0	
		$= 12.21x - 4.3x^2$	0.65	6.11	
2	Effort tranchant (KN)	$T(X) =$	0.65	6.62	
		$-11.04x + 13.79$	2.46	-15.35	
	Moment (KN.m)	$M(X) =$	0.65	6.11	
		$-5.52x^2 + 13.79x - 0.52$	2.46	0	

Calcul du moment max

Le moment max M_{max} est pour la valeur $x = \frac{13.79}{11.04} = 1.24\text{m}$ d'où $M_{max} = 8.09\text{KN.m}$

$$M_{max} = -5.52x^2 + 13.79x - 0.52 = 8.09 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_{max} = -2.42 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{max} = 6.87\text{KN.m}$

Les diagrammes des efforts internes à E.L.S

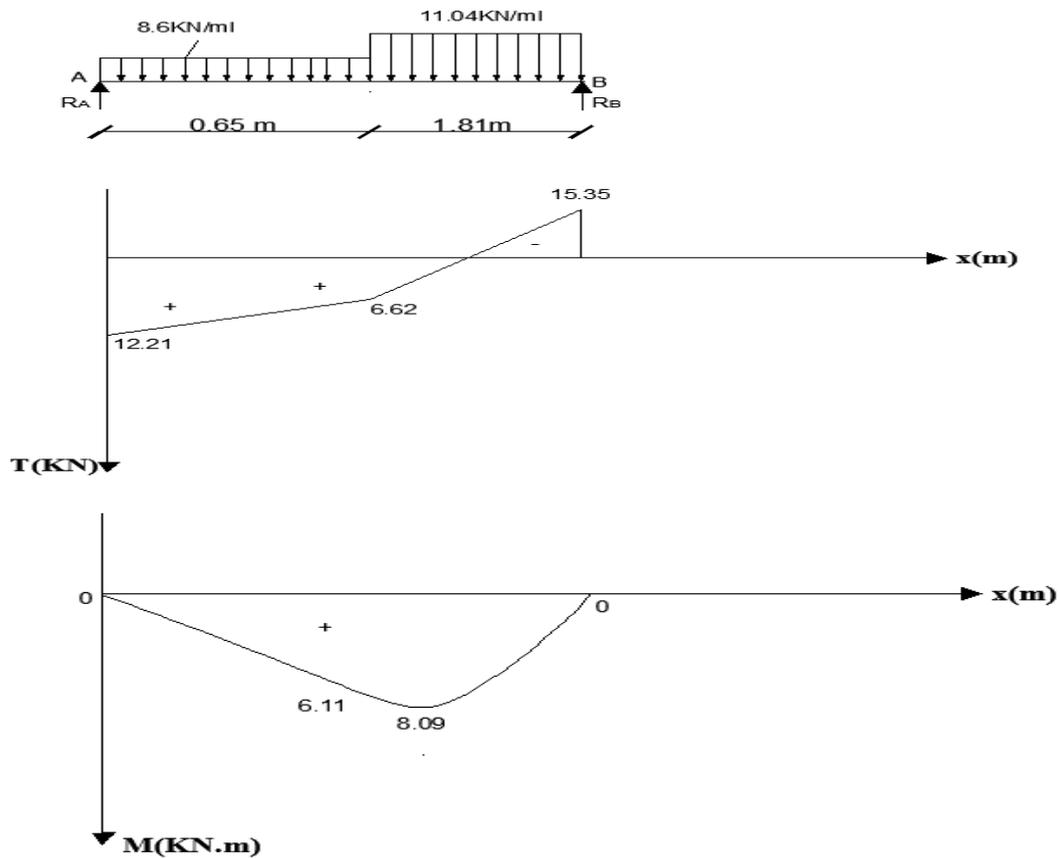


Figure III.22: Diagramme des efforts internes et moments fléchissants

C-11 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

Calcul du moment réduit μ_b

$$M_a = /-0,3 M_{max} / = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

M : Moment supporté par la section

f_{bc} : Caractéristiques des matériaux (béton)

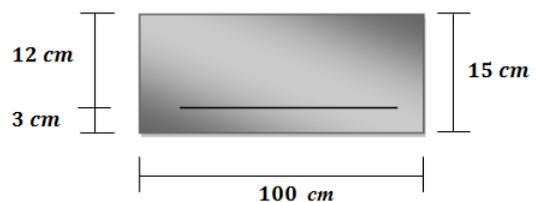
b et d : Dimensions de la section du béton

A –En appuis

Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.36 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,016 \quad \beta = 0.992$$

$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$



$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.36 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0.811 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$

B –En travée

$$\begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 9.53 \text{ KN.m} \\ M_{max} = 11.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.53 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,046 \quad \beta = 0.976$$

$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.53 \times 10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Les vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité : [Art : A – 4 – BAEL /91] avec $A_{min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Nous avons

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91/Art 5.1, 211)

$$V_u^{max} = 18.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_c}{\gamma_b}; 5 \right) [\text{MPa}]$$

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

$$\tau_u = \frac{18.49 \times 10^3}{(100 \times 15) \times 10^2} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'adhérence des barres (ArtA6.1.3/BAEL91)

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

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1.0 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.49 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6} = 1.09 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Encrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MP}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la quelle les barres seront ancrées,

Alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur

d'ancrage mesuré hors crochets est : $L_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Les vérifications à L'ELS**Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad (\text{une poutre soumise à la flexion simple})$$

β ; K_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires et flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \times d}$

Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \times 12} = 0,26 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{2.42 \cdot 10^6}{0,919 \cdot 120 \cdot 3.14 \cdot 10^2} = 69.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{69.88}{46.73} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,26 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée

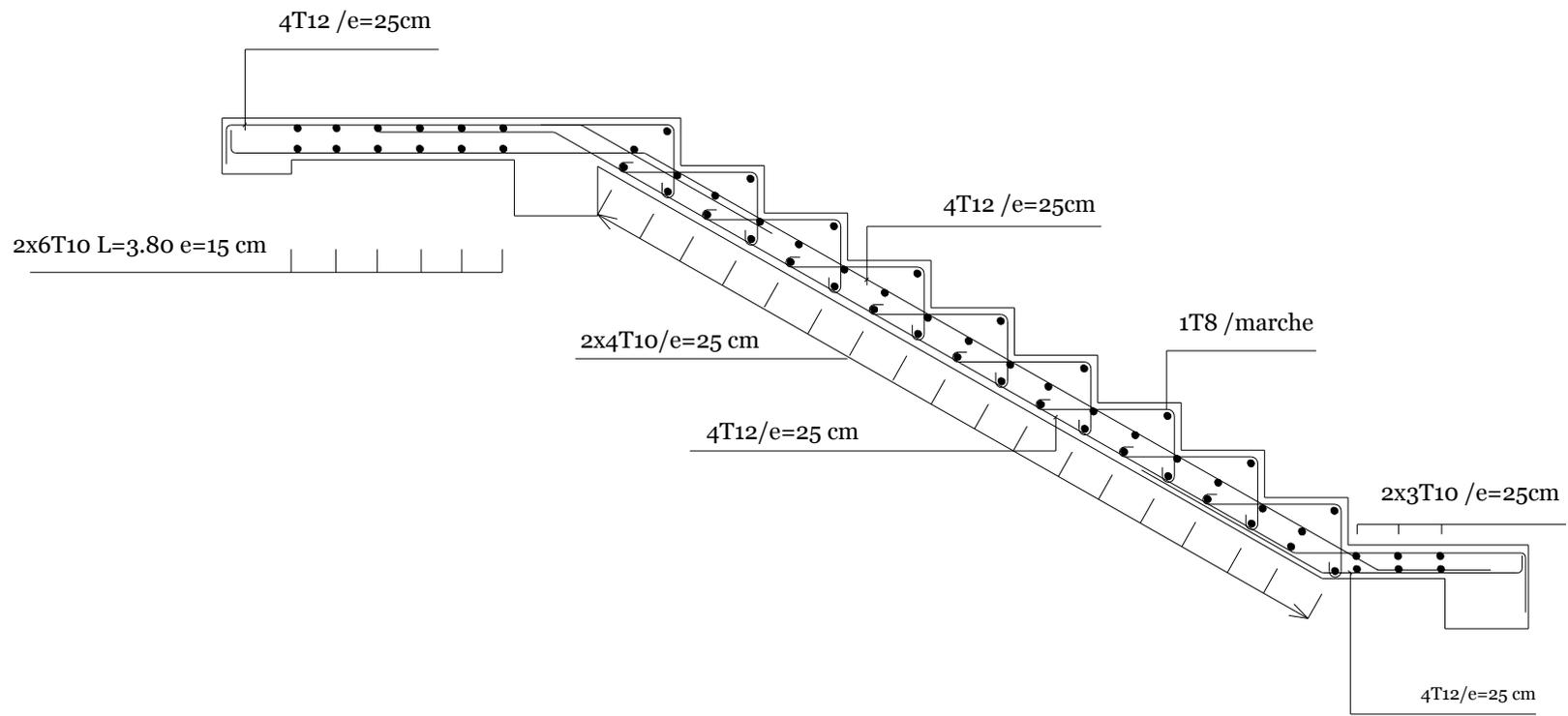
$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100.4.52}{100.12} = 0,37 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37.63 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{6.87.10^6}{0,905.120.4.52.10^2} = 139.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.95}{37.63} = 3.71 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.71 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

plan de coffrage des escaliers



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI- OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Plan de coffrage des escaliers	
2020	
Présenté par:	Melle:AIFOUNE Anissa Mr:BENAMEUR Lounes
Encadré par:	Mme : MEZIANI

Poutre palière**Calcul de la poutre palière**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, elle est partiellement encadrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2.35 m.

1) Pré dimensionnement

Hauteur de la poutre

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \qquad \frac{235}{15} \leq h_t \leq \frac{235}{10} \qquad 15.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \qquad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

1) Charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1 = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ Poids de la paillasse :

$$G_2 = 9,25 \text{ KN/ml}$$

Poids du palier: $G_2 = 6,1 \text{ KN/ml}$

Charge concentré : $P = 7,37 \text{ KN/ml}$ (mur extérieur)

Effort tranchant**A l'appui**

$$\text{A L'LEU : } T_u = R_B = 64,16 \text{ KN}$$

$$\text{A L'LES : } T_s = R_B = 46,56 \text{ K}$$

Combinaison de charges

$$\text{A L'LEU : } Q_u = 1,35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,35 \times 1,5 + 2 \times \frac{64,16}{2,35} = 56,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'LES : } Q_s = G + 2 \times \frac{T_s}{L} = 1,5 + 2 \times \frac{46,56}{2,35} = 41,12 \text{ KN/ml}$$

Schéma statique

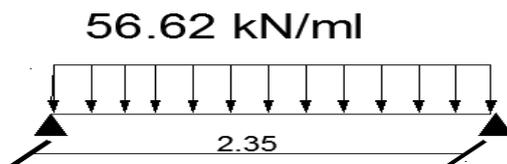


Figure III.23 Schéma statique à l'ELU

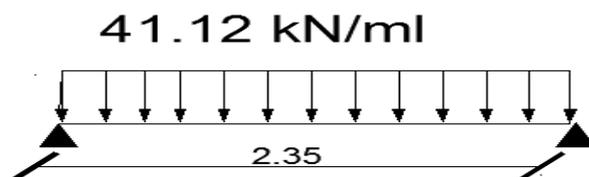


Figure III.24 Schéma statique à E.L.S

A L'ELU

$$\text{Réaction d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{56.62 \times 2.35}{2} = 66.52 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 39.08 \text{ KN.m.}$$

L'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{56.62 \times 2.35}{2} = 66.52 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes.

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 39.08 = 33.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = -0,30.M_0 = -0,3 \times 39.08 = -11.72 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$\text{Réaction d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{41.12 \times 2.35}{2} = 48.12 \text{ KN}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 28.38 \text{ KN.m.}$$

L'effort tranchant

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{41.12 \times 2.35}{2} = 48.31 \text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 28.38 = 24.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = -0,30.M_0 = -0,3 \times 28.38 = -8.51 \text{ KN.m}$$

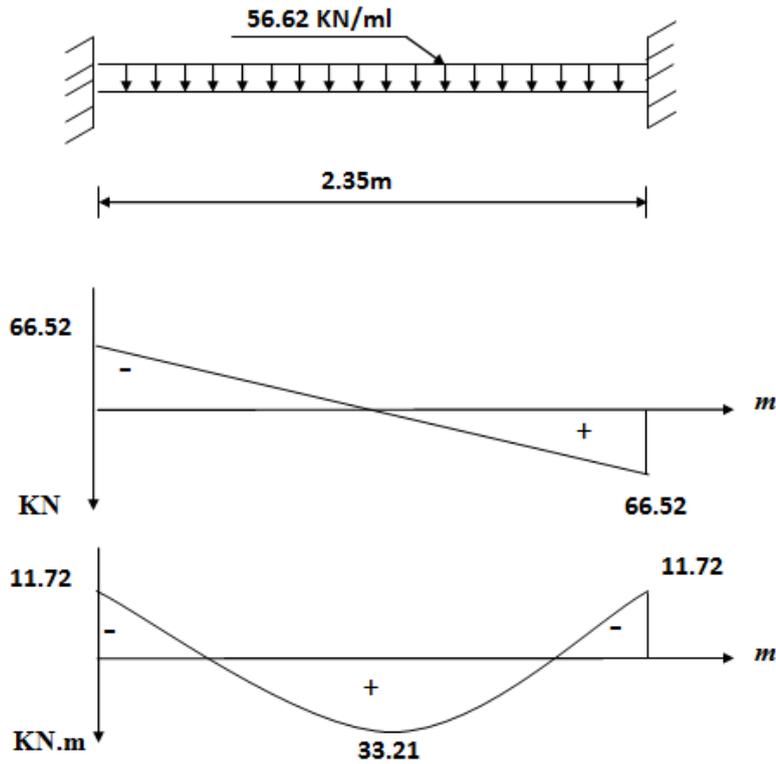


Figure III.24 diagramme des efforts internes a l'ELU

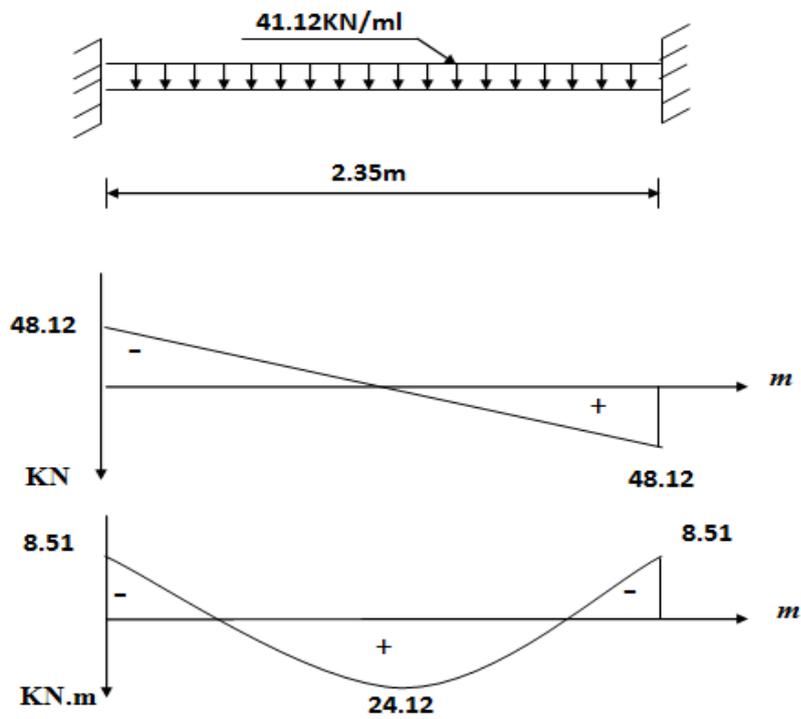


Figure III.25 diagramme des efforts internes a l'ELU

Ferraillage à L'ELU

En travée

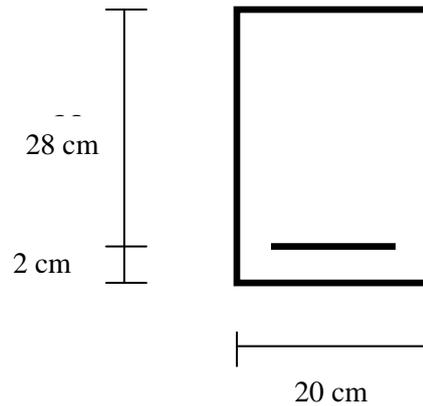
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.21 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.150$$

$$u_b = 0,150 < u_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$u_b = 0,150 \quad \beta = 0,918$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30.31 \times 10^3}{0,918 \times 28 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



Aux appuis

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.72 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$u_b = 0,052 < u_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$u_b = 0,052 \quad \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.72 \times 10^3}{0,973 \times 28 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

2) Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité : (BEAL 91 Art A-4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis** : $A_a = 1.41 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **en travée** : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Vérification de la section du béton a l'effort tranchant

(BAEL 91. Art A.5-1-2,2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \quad \{2,5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa} \}$$

(Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{66.52 \times 10^3}{200 \times 280} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui (BAEL 91. Art A.5-1-3.2)

$$\frac{0,4 f_{c28} 0,9 d b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 28 \times 20}{1,5} = 336000 \text{ N} = 336 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 66.52 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

Influence sur les armatures inférieures

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } M_a = -11,72 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{1,15}{4 \times 10^5} \left(66,52 \times 1000 + \frac{11,72 \times 10^5}{0,9 \times 28} \right) \right] = 0,324 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,285 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9d \Sigma u_i} = \frac{66,52 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113} = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales: (BEAL 91 Art A7-2-2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 14 ; \frac{250}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_ℓ : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{ 8,57 ; 14 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversale un cadre et un étrier en HA8,

$$\text{Donc } A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Ecartement des barres

D'après le RPA2003.Art. 7.5.2, 2, l'espacement des barres est donné selon deux zones :

a) Zone nodale

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,39}{0,003 \times 20} = 56,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 1,2\phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

b) Zone courante

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

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

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec } \bar{\tau} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

2) Vérification à L'LES**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier****Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.41}{20 \times 28} = 0.25$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.927 \\ K = 47.50 \end{array} \right.$$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{8.51 \times 10^3}{0.927 \times 1.41 \times 28} = 232.52 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{232.52}{47.50} = 4.89 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.9}{20 \times 28} = 0.70$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.878 \\ K = 25.98 \end{array} \right.$$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{24.12 \times 10^3}{0.878 \times 3.9 \times 28} = 251.57 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{251.57}{25.98} = 9.68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

Les règles de (BAEL 91/Art B.6.5.2), précisent qu'on peut dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. .$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{235} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.127 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{0.85 \times M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{20 \times 28} = 6.05 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

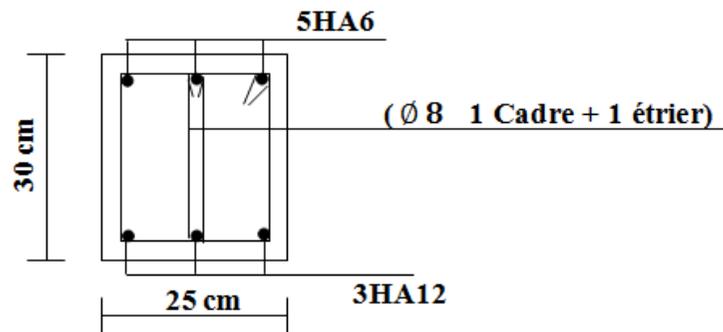
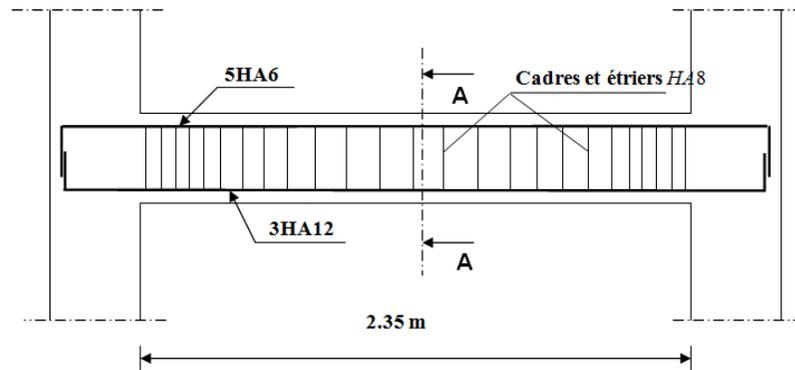
Etat limite d'ouverture des fissures

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Ferraillage de la poutre palière



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
Faculté du Génie de la construction	
Département de Génie civil	
Plan de ferraillage de la poutre palière	
2020	
Présenté par:	Melle: AIFOUNE Anissa Mr: BENAMEUR Lounes
Encadré par:	Mme : MEZIANI

III-4 Calcul des balcons

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,15m

- Un garde de corps de hauteur $h = 1$ m, en brique pleine de 10cm d'épaisseur, l'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$ep > \frac{l}{10} = \frac{115}{10} = 11.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } ep = 15 \text{ cm}$$

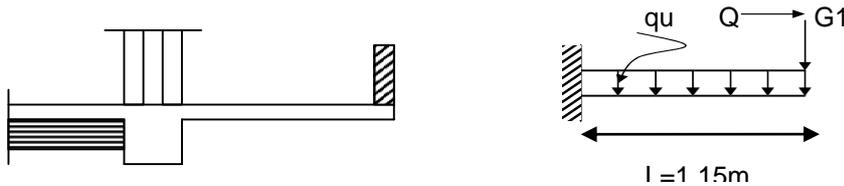


Figure III-26: Schéma statique du balcon

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

$Q1$: surcharge du garde-corps.

$G1$: charge du garde-corps

III.4.2 détermination des charges et sur charges

Toute l'étude se fera sur une bande de 1m de largeur

Tableau III-16 : Les charges permanentes revenant au balcon

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur(m)	Résultat KN/ m^2
Poids propre de la dalle pleine	25	0.15	3.75
Couche de sable (2cm)	22	0,02	0,44
Mortier de pose (3cm)	18	0,03	0,54
Carrelage scellé (2cm)	22	0,02	0,44
Enduit de ciment (1cm)	25	0,33	0.33
		Poids total	$G1=5,5$

➤ Charge concentrée (Poids propre du garde corps)

$$G2=1\text{KN/ml}$$

III-4-3 Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5\text{KN /m}^2 \text{ (uniformément répartie)}$$

III-4-4 Combinaisons de charge

➤ A L'ELU : $1.35G+1.5Q$

$$\text{La dalle : } q u1 = (1.35G1 + 1.5 Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 3.5) = 12.67 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le garde corps : } q u2 = 1.35G2 \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.0 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

➤ **A L'ELS : G+Q**

La dalle : $q_{s1} = (G1 + Q) \times 1m = 5.5 + 3.5 = 9KN/ml$

Le garde corps : $q_{s2} = G2 = 1 KN/ml$

III-4-5 Calcul des moments de l'encastrement

➤ **Le moment provoqué par la charge qu1 est**

$$M_{qu1} = q_u l^2 / 2 = 12.67 \times 1.15^2 / 2 = 8.37 KN.m$$

➤ **Le moment provoqué par la surcharge qu2 est**

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1 \times 1.15 = 1.15 KN.m$$

➤ **Le moment total**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 8.37 + 1.15 = 9.52 KN.m$$

III-4-6 Moments fléchissants

➤ **Le moment provoqué par la charge qs1 est**

$$M_{qs1} = q_{s1} l^2 / 2 = 9 \times 1.15^2 / 2 = 5.95 KN.m$$

➤ **Le moment provoqué par la charge qs2 est**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1 \times 1.15 = 1.15 KN.m$$

➤ **Le moment total agissant aura la valeur**

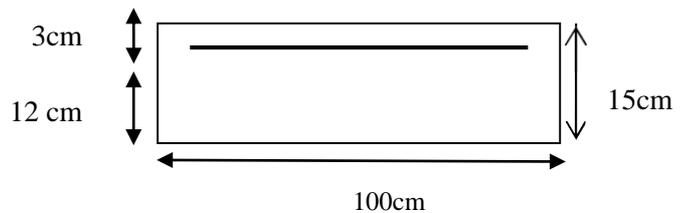
$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 5.95 + 1.15 = 7.1 KN.m$$

III-4-7 Calcul des armatures à l'ELU

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots SAA$$

$$\mu = 0.046 \quad \beta = 0.976$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma} = \frac{9.52 \times 10^3}{0.976 \times 12 \times 348} = 2.33 cm^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm² Avec : St = 20cm

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 cm^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec : St = 25 cm

III-4-8 Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_t}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.44 cm^2$$

$A_{min} < A_{adoptée} = 3.93 cm^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)**

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1 = 15.7 \text{cm}$$

$$V_u = q_{u1} \times 1.2 + q_{u2} = (12.67 \times 1.2) + 1.15 = 16.35 \text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.35 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 0.96 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

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

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{bd} = \tau_{se} = \frac{16.35 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.136 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma}; 4 \text{mpa}\right) = 2.5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.136 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm.}$

Armatures secondaires: $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{cm.}$ $h = 15 \text{cm}$: épaisseur totale de la dalle.

III-4-9 Vérification à l'E.L.S

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.26 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{Mpa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0,328 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{7.1 \times 1000}{0,910 \times 12 \times 3.93} = 165.44 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 165.44 < 201.63 \text{Mpa}$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

➤ **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2,83} = 35.33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour

Les barres à haute adhérence à :

$$L_a = 0,4.L_{se} = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

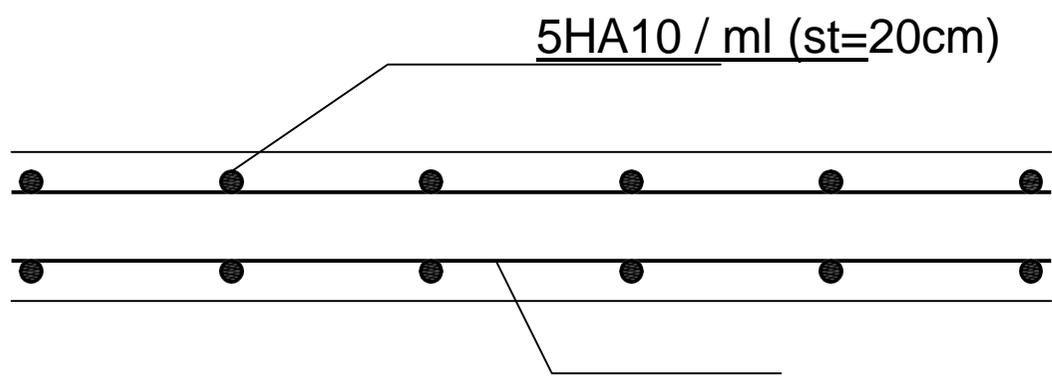
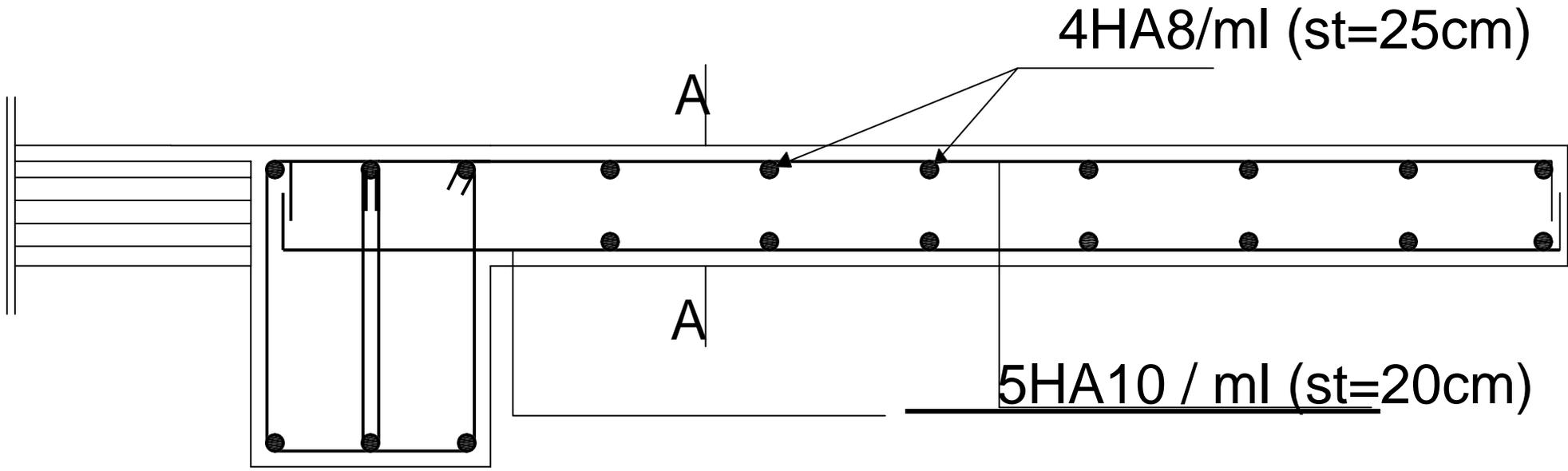
III-4-10 Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{7.1}{10 \times 9.52} = 0.074$ Condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.0032 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée

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



coupe A-A

4HA8/ml (st=25cm)

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-Plan de ferrailage des consoles (balcons)	
2020	
Présenté par:	Melle: AIFOUNE Anissa Mr: BENAMEUR Lounes
Encadré par:	Mme : MEZIANI

Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,

Du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,

Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).

Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).

La zone sismique (ex. zone IIa).

La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.

Rigidité des portiques

➤ Calcul des rigidités linéaires

*Poteau

$$K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

Avec:

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{pot}} \quad (\text{Hauteur des poteaux à calculées}).$$

$$\bar{h} = h_e - h_{\text{poutre}} \quad (\text{Hauteur entre nus des poteaux}).$$

e_{pot} : Largeur des poteaux

$$I_{\text{pot}} = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{Moment d'inertie de l'élément})$$

$$\text{*Poutre} \quad K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$$

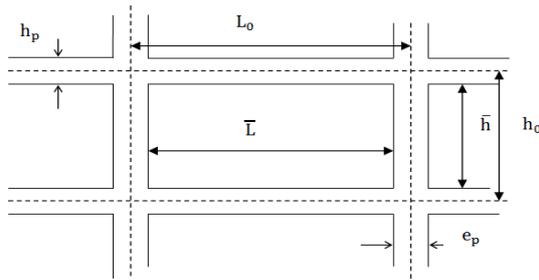
$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \quad (\text{Longueur des poutres à calculées}).$$

$$\bar{L} = L_0 - e_{\text{poteaux}} \quad (\text{Longueur entre nus des poutres}).$$

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_{ptr} : Hauteur des poutres.

$$I_{\text{pout}} = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{Moment d'inertie de l'élément}).$$



Les résultats dans les tableaux suivants

a- Poteaux

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveaux	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	he(cm)	hp(cm)	\bar{h} (cm)	epot(cm)	hc (cm)	K (cm ³)
7	25	25	32552.08	306	30	276	25	288.5	112.83
6	25	25	32552.08	306	30	276	25	288.5	112.83
5	30	30	67500	306	30	276	30	291	231.95
4	30	30	67500	306	30	276	30	291	231.95
3	30	30	67500	306	30	276	30	291	231.95
2	35	35	125052,08	306	30	276	35	293.5	426.07
1	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	426.07
RDC	35	35	125052.08	408	30	378	35	395.5	316.18

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	he(cm)	hp(cm)	\bar{h} (cm)	epot(cm)	hc (cm)	K (cm ³)
7	25	25	32552.08	306	35	271	25	283.5	114.82
6	25	25	32552.08	306	35	271	25	283.5	114.82
5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
4	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
3	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
2	35	35	125052,08	306	35	271	35	288.5	433.45
1	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
RDC	35	35	125052.08	408	35	373	35	390.5	320.23

b- Poutres

Tableau IV.3: Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	- L(cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
	A-B	20	30	45000	320	25	295	30	310	145.16
	B-C	20	30	45000	390	25	365	30	380	118.42
6.7	C-D	20	30	45000	370	25	345	30	360	125
	D-E	20	30	45000	370	25	345	30	360	125
	E-F	20	30	45000	390	25	365	30	380	118.42
	F-G	20	30	45000	320	25	295	30	310	145.16
	A-B	20	30	45000	320	30	290	30	305	147.55
	B-C	20	30	45000	390	30	360	30	375	120
3.4.5	C-D	20	30	45000	370	30	340	30	355	126.76
	D-E	20	30	45000	370	30	340	30	355	126.76
	E-F	20	30	45000	390	30	360	30	375	120
	F-G	20	30	45000	320	30	290	30	305	147.55
	A-B	20	30	45000	320	35	285	30	300	150
	B-C	20	30	45000	390	35	355	30	370	121.62
RDC.1.2	C-D	20	30	45000	370	35	335	30	350	128.57
	D-E	20	30	45000	370	35	335	30	350	128.57
	E-F	20	30	45000	390	35	355	30	370	121.62
	F-G	20	30	45000	320	35	285	30	300	150

Tableau IV.4: Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L _c (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
	A-B	20	35	71458.33	320	25	295	35	312.5	228.66
	B-C	20	35	71458.33	390	25	365	35	382.5	186.81
6.7	C-D	20	35	71458.33	370	25	345	35	362.5	197.12
	D-E	20	35	71458.33	370	25	345	35	362.5	197.12
	E-F	20	35	71458.33	390	25	365	35	382.5	168.81
	F-G	20	35	71458.33	320	25	295	35	312.5	228.66
	A-B	20	35	71458.33	320	30	290	35	307.5	232.38
	B-C	20	35	71458.33	390	30	360	35	377.5	189.29
3.4.5	C-D	20	35	71458.33	370	30	340	35	357.5	199.88
	D-E	20	35	71458.33	370	30	340	35	357.5	199.88
	E-F	20	35	71458.33	390	30	360	35	377.5	189.29
	F-G	20	35	71458.33	320	30	290	35	307.5	232.38
	A-B	20	35	71458.33	320	35	285	35	302.5	236.22
	B-C	20	35	71458.33	390	35	355	35	372.5	191.83
RDC.1.2	C-D	20	35	71458.33	370	35	335	35	352.5	202.71
	D-E	20	35	71458.33	370	35	335	35	352.5	202.71
	E-F	20	35	71458.33	390	35	355	35	372.5	191.83
	F-G	20	35	71458.33	320	35	285	35	302.5	236.22

Caractéristiques géométriques de refends

1-Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à (1) tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à $1[m^4]$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

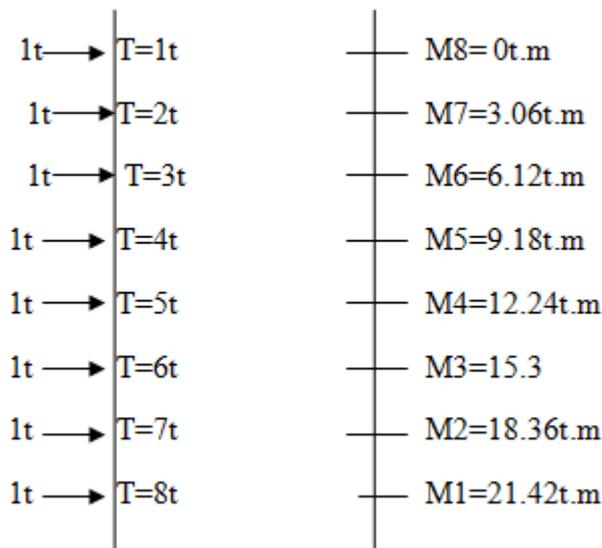


Figure IV-1: Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants

2-Calcul des flèches du refonds

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égale à

l'anneau est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux est donnée par :

$$f_n = \sum \frac{S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

Avec :

$$S_i = (B + b) \times \frac{h}{2} \quad d = \frac{2B + b}{3 \cdot (B + b)} \times h$$

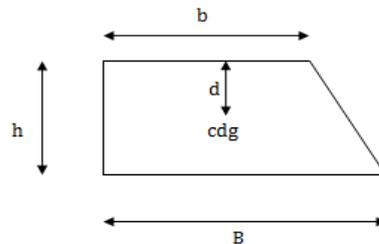


Figure IV-2 : La notation adopte pour calculer la surface de trapèze

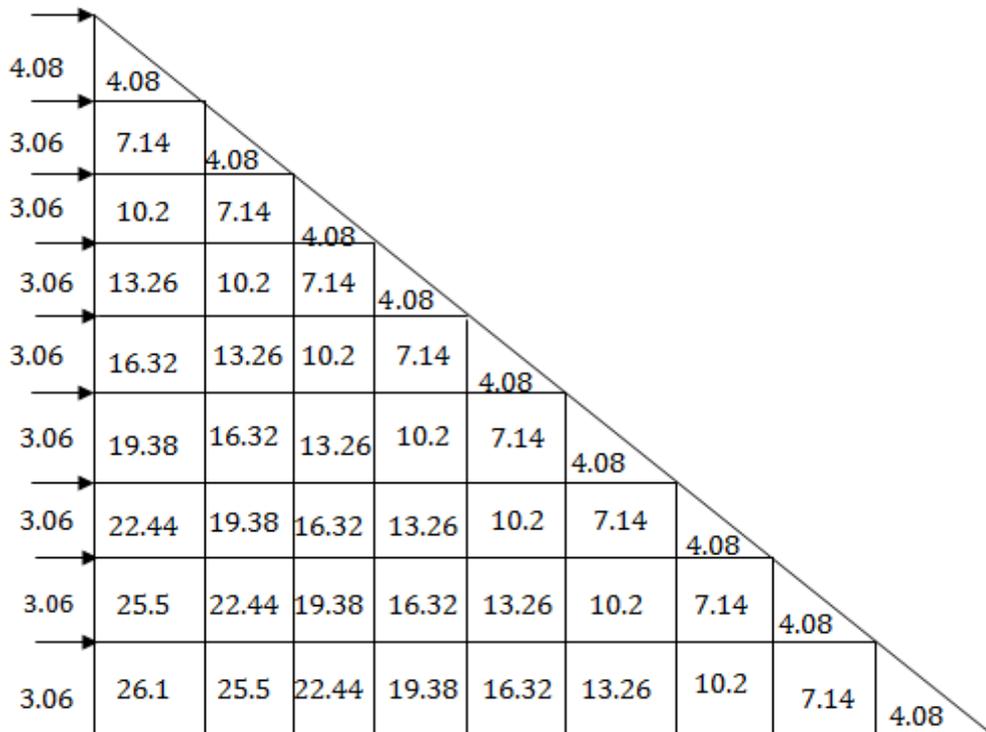


Figure IV-3 : Diagramme des moments

Flèche dans les refends (Moments des aires)

Tableau IV 1 : Flèche dans les refends (Moments des aires)

les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau							
Niv	h (m)	B _i (m)	b _i (m)	d _i (m)	S _i (m ²)	S _i . d _i (m ³)	Σ S _i . d _i = f _i x EI
7	3.06	3.06	0	2.04	4.6818	9.550872	21990.07
6	3.06	9.18	3.06	1.78	18.7272	33.334416	18537.32
5	3.06	18.36	9.18	1.70	42.1362	71.63154	15118.09
4	3.06	30.6	18.36	1.65	74.9088	123.59952	11789.50
3	3.06	45.9	30.6	1.63	117.045	190.78335	8638.17
2	3.06	64.26	45.9	1.615	168.5448	272.199852	5777.81
1	3.06	85.69	64.26	1.602	229.4235	367.536447	3351.78
RDC	4.08	146.88	85.69	2.21	474.4428	1048.518588	1048.51

❖ Nous aurons donc

$$f_{RDC} = \frac{474.4428 \times 2.21}{EI}$$

$$f_1 = \frac{474.4428 \times (2.21 + 4.08) + 229.4235 \times 1.602}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{3351.78}{EI}, \quad f_{02} = \frac{5777.81}{EI}, \quad f_{03} = \frac{8638.17}{EI}, \quad f_{04} = \frac{11789.50}{EI}, \quad f_{05} = \frac{15118.09}{EI}$$

$$f_{06} = \frac{18537.32}{EI}, \quad f_{07} = \frac{21990.07}{EI}$$

3-Calcul du déplacement des portiques

La translation est donnée par:

$$E\Delta_n = E\Psi_n \cdot xh$$

$$\text{avec: } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Avec

M_n: Moment d'étage = T_n.h_e

T_n: effort tranchant au niveau n.

E.θ: Rotation d'étage.

Pour les poteaux d'étages courants

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{poutre}}$$

Pour les poteaux encastés à la base :

$$E.\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{poutres} + 2 \cdot \sum K_{poteaux}}$$

Pour les poteaux articulés à la base :

$$E.\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{poutres}}$$

Tableau IV -2: les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dan le sens Y-Y

Niv	h (m)	$\sum K_{pot} 10^{-4} \text{ m}^3$	$\sum K_{pou} 10^{-4} \text{ m}^3$	$E\theta n 10^2$	$E\psi n 10^3$	$E\Delta n 10^3$	$\sum E\Delta n 10^3$	EFi	I (m ⁴)
7	3.06	2.2964	5.8268	2.188	1.5480	4.73688	103.205	21990.07	0.213
6	3.06	2.2964	5.8268	6.565	3.0012	9.18367	98.4681	18537.32	0.188
5	3.06	7.0803	7.0495	9.043	2.1656	6.6267	89.2851	15118.09	0.169
4	3.06	7.0803	7.0495	12.660	2.8795	8.8112	82.6584	11789.50	0.142
3	3.06	7.0803	7.0495	16.118	3.7354	11.4303	73.8472	8638.17	0.116
2	3.06	8.669	5.9936	23.212	4.3082	13.1830	62.4169	5777.81	0.092
1	3.06	8.669	5.9936	27.654	5.0726	15.5221	49.2339	3351.78	0.068
RDC	4.08	3.2023	5.9936	32.618	8.2667	33.7118	33.7118	1048.51	0.031

Inertie totale: 1.019 m⁴Inertie moyenne : 1.019/8=0.127 m⁴**Sens transversal (X-X)**

Tableau IV 3: les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dan le sens x-x

Niv	h(m)	$\sum K_{po} 10^{-4} \text{ (m}^3\text{)}$	$\sum K_{pou} 10^{-4} \text{ (m}^3\text{)}$	$E\theta n 10^2$	$E\psi n 10^3$	$E\Delta 10^3$	$\sum E\Delta i 10^3$	EIF	If Niv(m ⁴)
7	3.06	2.2566	9.5023	1.341	1.3983	4.2787	88.61739	21990.07	2.48
6	3.06	2.2566	9.5023	4.025	2.7915	8.54199	84.3386	18537.32	0.219
5	3.06	6.9585	9.6509	6.605	1.8919	5.7892	75.7967	15118.09	0.199
4	3.06	6.9585	9.6509	9.247	2.1137	6.4679	70.0075	11789.50	0.168
3	3.06	6.9585	9.6509	11.890	3.1471	9.6301	63.5396	8638.17	0.135
2	3.06	8.5214	9.7338	14.408	3.3672	10.3036	53.9095	5777.81	0.107
1	3.06	8.5214	9.7338	17.028	3.9503	12.0879	43.6059	3351.78	0.768
RDC	4.08	3.1618	9.7338	20.084	7.7250	31.518	31.518	1048.51	0.033

Inertie totale: 4.109 m⁴Inertie moyens: 4.109/8=0.513 m⁴**4-Inerties des Voiles**

Avec :

I_x et I_y : inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

Tableau des résultats

$$I = \frac{el^3}{12}$$

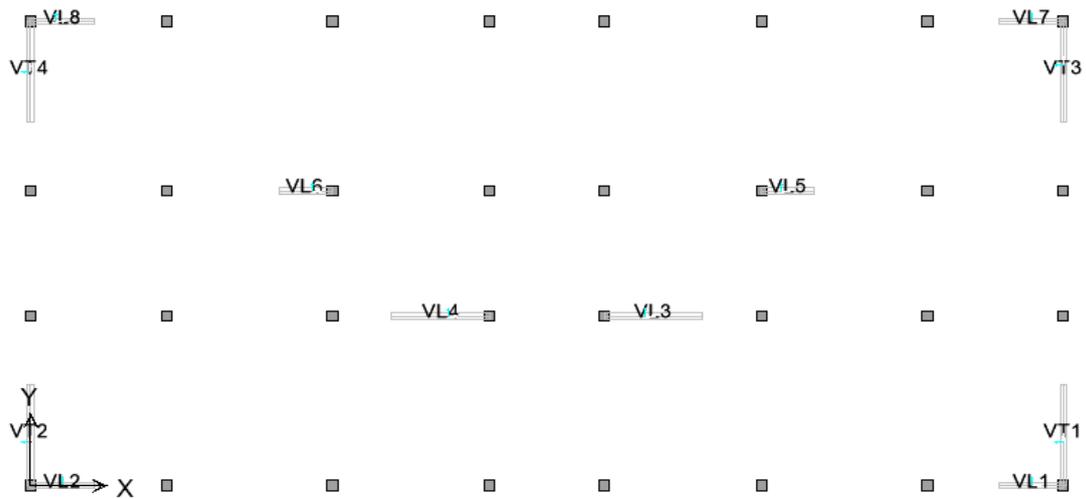


Figure IV-4 : disposition des voiles

Sens longitudinal :

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	$I_y (m^4)$	$I_y (m^4)$ des niveaux	$I_y (m^4)$ totale
6 ;7ème étage	VL1	1.5	0.15	0.042	0.52	1.04
	VL2	1.5	0.15	0.042		
	VL3	2.3	0.15	0.152		
	VL4	2.3	0.15	0.152		
	VL5	1.25	0.15	0.024		
	VL6	1.25	0.15	0.024		
	VL7	1.5	0.15	0.042		
	VL8	1.5	0.15	0.042		
3,4,5ème étage	VL1	1.5	0.15	0.042	0.52	1.56
	VL2	1.5	0.15	0.042		
	VL3	2.3	0.15	0.152		
	VL4	2.3	0.15	0.152		
	VL5	1.25	0.15	0.024		
	VL6	1.25	0.15	0.024		
	VL7	1.5	0.15	0.042		
	VL8	1.5	0.15	0.042		
RDC,1,2ème étage	VL1	1.5	0.15	0.042	0.52	1.56
	VL2	1.5	0.15	0.042		
	VL3	2.3	0.15	0.152		
	VL4	2.3	0.15	0.152		
	VL5	1.25	0.15	0.024		
	VL6	1.25	0.15	0.024		
	VL7	1.5	0.15	0.042		
	VL8	1.5	0.15	0.042		
					Inertie totale : 4.16m ⁴	
					Inertie moyen : 0.52m ⁴	

Sens transversal :

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	I_y (m ⁴)	I_y (m ⁴) des niveaux	I_y (m ⁴) totale
6 ;7ème étage	VT1	2.5	0.15	0.195	0.78	1.56
	VT2	2.5	0.15	0.195		
	VT3	2.5	0.15	0.195		
	VT4	2.5	0.15	0.195		
3,4,5ème étage	VT1	2.5	0.15	0.195	0.78	2.34
	VT2	2.5	0.15	0.195		
	VT3	2.5	0.15	0.195		
	VT4	2.5	0.15	0.195		
RDC,1,2ème étage	VT1	2.5	0.15	0.195	0.78	2.34
	VT2	2.5	0.15	0.195		
	VT3	2.5	0.15	0.195		
	VT4	2.5	0.15	0.195		
					Inertie totale : 6.24m ⁴	
					Inertie moyen : 0.78m ⁴	

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques

Sens X-X

Tableau IV.4: Comparaison des inerties dans le sens X-X

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	4.109	49.69
Voiles	4.16	50.31
Voiles + Portiques	8.269	100

Sens Y-Y

Tableau IV.5: Comparaison des inerties dans le sens Y-Y

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	1.019	14.03
Voiles	6.24	85.97
Voiles + Portiques	7.259	100

Rappel (RPA 99 Révisé 2003)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Conclusion

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Y-Y que dans le sens X-X.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse à mouvement appliqué sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de changement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand nous considérons une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul se base sur la méthode des éléments fini. Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec le complément de la conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibrations.....

V.1.3 Etapes de modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6 dont les principales étapes sont les suivantes:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003

CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	IIa	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité Q	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

6. Définition de la charge sismique E ;

7. Chargement des éléments ;

8. Introduction des combinaisons d'actions ;

Combinaisons aux états limites

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

La structure étudiée

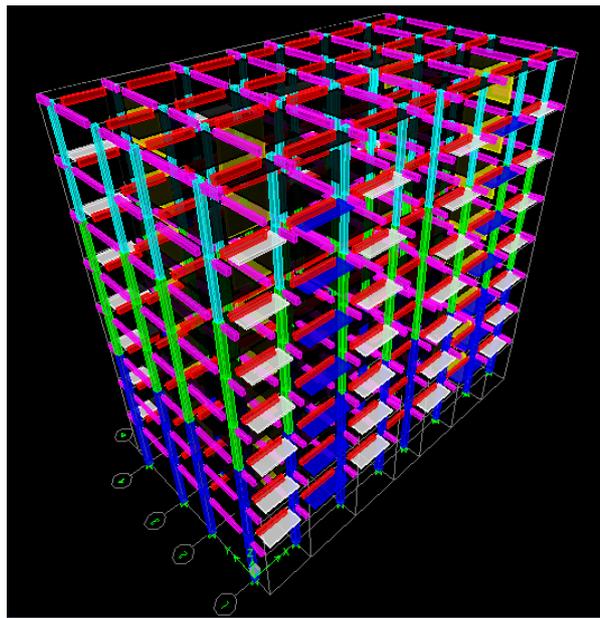


Figure V-1: Vue en trois dimensions de la structure

V-2 VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Le séisme peut être un mouvement d'une partie de la surface de la terre, il est provoqué par des processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte. Pour cela le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions d'une manière à assurer un degré de protection acceptable.

Dans ce chapitre il est question de la détermination des charges horizontales qui peuvent être engendrées par l'action sismique et leur répartition sur les différents niveaux du bâtiment

Conformément au règlement parasismique algérien (RPA/version 2003).

V-2 -1 Choix de la méthode de calcul

Le règlement parasismique algérien «RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismiques dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2-2 Méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan en élévation et ($h=26.1m < 65m$)

La période (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots(\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

Avec, h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu’au dernier niveau(N).

$h_N= 26.1\text{m}$. C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003: $C_T = 0,05$

Tableau V-1 : Période et participation massique

Modal Participating Mass Ratios								
Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	
1	0,663424	0,0000	70,4617	0,0000	0,0000	70,4617	0,0000	
2	0,583155	72,5917	0,0000	0,0000	72,5917	70,4617	0,0000	
3	0,462463	0,3357	0,0000	0,0000	72,9274	70,4617	0,0000	
4	0,162728	15,9273	0,0000	0,0000	88,8547	70,4617	0,0000	
5	0,160845	0,0000	18,2124	0,0000	88,8547	88,6741	0,0000	
6	0,108776	0,0272	0,0000	0,0000	88,8820	88,6741	0,0000	
7	0,073451	5,8128	0,0000	0,0000	94,6947	88,6741	0,0000	
8	0,067764	0,0000	6,4658	0,0000	94,6947	95,1399	0,0000	
9	0,045710	0,0046	0,0000	0,0000	94,6993	95,1399	0,0000	
10	0,041750	2,7607	0,0000	0,0000	97,4600	95,1399	0,0000	
11	0,038727	0,0000	2,8326	0,0000	97,4600	97,9725	0,0000	
12	0,027244	1,3937	0,0000	0,0000	98,8537	97,9725	0,0000	

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS

$T_{analytique} = 0.63 \text{ sec}$

$T_{empirique} = 0.05 \times (26.1)^{3/4} = 0.57 \text{ sec}$

La valeur de T doit être majorée de $1.3 T_{empirique} = 0.75 \text{ sec}$

$T_{analytique} = 0.63 \text{ sec} < 1.3 T_{empirique} = 0.75 \text{ sec}$Condition vérifiée.

Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%

Au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Tableau V-2: participation massique

Modal Participating Mass Ratios								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0,630875	72,3158	0,0000	0,0000	72,3158	0,0000	0,0000
	2	0,617549	0,0000	70,9187	0,0000	72,3158	70,9187	0,0000
	3	0,447305	0,1234	0,0000	0,0000	72,4392	70,9187	0,0000
	4	0,171418	16,1414	0,0000	0,0000	88,5806	70,9187	0,0000
	5	0,155715	0,0000	17,9567	0,0000	88,5806	88,8755	0,0000
	6	0,107358	0,0173	0,0000	0,0000	88,5979	88,8755	0,0000
	7	0,075679	5,9649	0,0000	0,0000	94,5628	88,8755	0,0000
	8	0,066807	0,0000	6,3534	0,0000	94,5628	95,2288	0,0000
	9	0,045498	0,0022	0,0000	0,0000	94,5650	95,2288	0,0000
	10	0,042516	2,8391	0,0000	0,0000	97,4041	95,2288	0,0000
	11	0,038436	0,0000	2,7788	0,0000	97,4041	98,0077	0,0000
	12	0,027537	1,4269	0,0000	0,0000	98,8310	98,0077	0,0000

Dans notre cas, on prend les 08 premiers modes de vibration :

-Mode 07 X.....Sum Ux = 94.56 ≥ 90%.

-Mode 08 Y.....Sum Uy= 95.22 ≥ 90%.

Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_k$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Sens longitudinal : sens x-x

Tableau V-3: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Niveau	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k (m)$	$\Delta k(m)$	1%hk(m)	Condition
7	5	0.00184	0.0092	0.0011	0.0306	Vérifiée
6	5	0.00162	0.0081	0.0012	0.0306	Vérifiée
5	5	0.00138	0.0069	0.0013	0.0306	Vérifiée
4	5	0.00112	0.0056	0.0013	0.0306	Vérifiée
3	5	0.00086	0.0043	0.0014	0.0306	Vérifiée
2	5	0.0058	0.0029	0.0012	0.0306	Vérifiée
1	5	0.00034	0.0017	0.0011	0.0306	Vérifiée
RDC	5	0.00012	0.0006	0.0006	0.0408	Vérifiée

Sens transversal : sens y-y

Tableau V-4: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Niveau	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k (m)$	$\Delta k(m)$	1%hk(m)	Condition
7	5	0.00224	0.0112	0.0015	0.0306	Vérifiée
6	5	0.00194	0.0097	0.0017	0.0306	Vérifiée
5	5	0.0016	0.0080	0.0016	0.0306	Vérifiée
4	5	0.00128	0.0064	0.0017	0.0306	Vérifiée
3	5	0.00094	0.0047	0.0016	0.0306	Vérifiée
2	5	0.00062	0.0031	0.0014	0.0306	Vérifiée
1	5	0.00034	0.0017	0.0001	0.0306	Vérifiée
RDC	5	0.00014	0.0007	0.0007	0.0408	Vérifiée

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. Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex :

$$\delta_{\max} = 0.01\text{m}$$

$$0,01\text{m} < f = ht/500 = 26.1/500 = 0.052\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

$$\delta_{\max} = 0.01\text{m}$$

$$0,01\text{m} < f = ht/500 = 26.1/500 = 0.052 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ: peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Sinon si :

• **$0,10 < \theta_k < 0,20$** . Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1

Tableau V-5: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

		Sens x			Sens y			Condition
NIVEAU	P _k (KN)	Δ _k	V _k h _k	θ _k	Δ _k	V _k h _k	θ _k	
ET7	3101,01	0.0011	454,9608	0,00749759	0.0015	442,2312	0,01051829	Vérifiée
ET6	6961,76	0.0012	857,565	0,00974167	0.0017	810,3798	0,01460425	Vérifiée
ET5	10889,84	0.0013	1199,9484	0,01179783	0.0016	1109,9232	0,01569815	Vérifiée
ET4	14817,91	0.0013	1490,1588	0,012927	0.0017	1363,1076	0,01848016	Vérifiée
ET3	18745,98	0.0014	1717,7922	0,01527797	0.0016	1561,1814	0,0192121	Vérifiée
ET2	22753,62	0.0012	1890,2232	0,01444504	0.0014	1711,3662	0,01861382	Vérifiée
ET1	26761,25	0.0011	2012,5926	0,01595628	0.0001	1826,2692	0,00146535	Vérifiée
RDC	30988,64	0.0006	2792,6376	0,00665793	0.0007	2548,776	0,00851077	Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements moments.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$A = 0.15.$$

$$R = 5 \text{ (structure mixte avec interaction).}$$

$$W = 31021.44 \text{ KN (poids total de la structure).}$$

$$D = 1.45 \text{ (facteur d'amplification dynamique).}$$

	Story	Load	Loc	P
	ET7	POIDS	Top	2687,04
	ET7	POIDS	Bottom	3105,11
	ET6	POIDS	Top	6457,57
	ET6	POIDS	Bottom	6969,96
	ET5	POIDS	Top	10322,42
	ET5	POIDS	Bottom	10902,14
	ET4	POIDS	Top	14254,60
	ET4	POIDS	Bottom	14834,31
	ET3	POIDS	Top	18186,77
	ET3	POIDS	Bottom	18766,48
	ET2	POIDS	Top	22118,94
	ET2	POIDS	Bottom	22778,22
	ET1	POIDS	Top	26130,68
	ET1	POIDS	Bottom	26789,95
	RDC	POIDS	Top	30142,41
	RDC	POIDS	Bottom	31021,44

Calcul du facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

La régularité en plan et en élévation

La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Critère	Observé		Non observe	
	Pqx	Pqy	Pqx	Pqy
Régularité en plan	0	0	/	/
Régularité en Elevation	0	0	/	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/	/	0.05
Redondance en plan	0	/	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	0	0.05	0.05

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) = 1.10 \quad Q_y = 1.15$$

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) = 1.00 \quad Q_x = 1.05$$

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.

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 s \end{cases}$$

T : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7. RPA99/ version 2003)

$$T_2 = 0.5 < T < 0.75s < 3s$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Facteur de correction d'amortissement (η)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) de (RPA 99/ version 2003) comme suit

$$\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2 RPA 99/ version 2003).

Le système de contreventement est mixte $\xi = 8.5\%$.

D'où $\eta = 0.76 \geq 0.7$Condition vérifiée..

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.75}\right)^{2/3} \quad D = 1.45$$

$$D' \text{ où : } V_x = \frac{0.15 \times 0.45 \times 1}{5} 31021.44 = 418.78 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 0.45 \times 1.10}{5} 31021.44 = 460.66 \text{ KN}$$

Sens longitudinal : $V_{ETABS} = 652.73 > 80\% V_x = 522.184 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Sens transversal : $V_{ETABS} = 657.29 > 80\% V_y = 525.83 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
ET7	EX	Top	0,00	145,15	0,00	989,773	0,000	0,000	
ET7	EX	Bottom	0,00	145,15	0,00	989,773	0,000	444,150	
ET7	EY	Top	0,00	0,00	149,09	1992,626	0,000	0,000	
ET7	EY	Bottom	0,00	0,00	149,09	1992,626	456,224	0,000	
ET6	EX	Top	0,00	269,76	0,00	1848,853	0,000	444,150	
ET6	EX	Bottom	0,00	269,76	0,00	1848,853	0,000	1249,637	
ET6	EY	Top	0,00	0,00	276,77	3717,143	456,224	0,000	
ET6	EY	Bottom	0,00	0,00	276,77	3717,143	1288,573	0,000	
ET5	EX	Top	0,00	375,20	0,00	2584,825	0,000	1249,637	
ET5	EX	Bottom	0,00	375,20	0,00	2584,825	0,000	2356,147	
ET5	EY	Top	0,00	0,00	381,45	5154,349	1288,573	0,000	
ET5	EY	Bottom	0,00	0,00	381,45	5154,349	2413,025	0,000	
ET4	EX	Top	0,00	464,35	0,00	3217,613	0,000	2356,147	
ET4	EX	Bottom	0,00	464,35	0,00	3217,613	0,000	3722,252	
ET4	EY	Top	0,00	0,00	469,88	6376,259	2413,025	0,000	
ET4	EY	Bottom	0,00	0,00	469,88	6376,259	3792,431	0,001	
ET3	EX	Top	0,00	534,36	0,00	3719,931	0,000	3722,252	
ET3	EX	Bottom	0,00	534,36	0,00	3719,931	0,000	5295,538	
ET3	EY	Top	0,00	0,00	538,85	7351,356	3792,431	0,001	
ET3	EY	Bottom	0,00	0,00	538,85	7351,356	5373,801	0,001	
ET2	EX	Top	0,00	587,78	0,00	4121,948	0,000	5295,538	
ET2	EX	Bottom	0,00	587,78	0,00	4121,948	0,000	7023,543	
ET2	EY	Top	0,00	0,00	590,64	8106,164	5373,801	0,001	
ET2	EY	Bottom	0,00	0,00	590,64	8106,164	7106,229	0,001	
ET1	EX	Top	0,00	626,22	0,00	4429,065	0,000	7023,543	
ET1	EX	Bottom	0,00	626,22	0,00	4429,065	0,000	8858,390	
ET1	EY	Top	0,00	0,00	629,40	8712,609	7106,229	0,001	
ET1	EY	Bottom	0,00	0,00	629,40	8712,609	8942,868	0,001	
RDC	EX	Top	0,00	652,73	0,00	4650,468	0,000	8858,390	
RDC	EX	Bottom	0,00	652,73	0,00	4650,468	0,000	11404,217	
RDC	EY	Top	0,00	0,00	657,29	9156,237	8942,868	0,001	
RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	657,29	9156,237	11495,422	0,000	

Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$,

L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Suivant le sens x-x

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%LX = 0.05 \times 24.65 = 1.23$$

Tableau V-6 : Excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragme	CM	CR	$e_x = CM - CR / 5\%LX$	condition
RDC	DA1	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET1	DA2	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET2	DA3	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET3	DA4	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET4	DA5	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET5	DA6	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET6	DA7	12,150	12,150	0	Vérifiée
ET7	DA8	12,150	12,150	0	Vérifiée

Suivant Y-Y

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%Ly = 0.05 \times 14.2 = 0.71$$

Tableau V-7- Excentricité suivant y-y

Story	Diaphragme	CMy	Cry	$e_y = CMy - Cry / 5\%Ly$	Condition
RDC	DA1	5,769	5,357	0.412	Vérifiée
ET1	DA2	5,774	5,338	0.436	Vérifiée
ET2	DA3	5,775	5,367	0.408	Vérifiée
ET3	DA4	5,776	5,388	0.388	Vérifiée
ET4	DA5	5,776	5,406	0.37	Vérifiée
ET5	DA6	5,776	5,419	0.357	Vérifiée
ET6	DA7	5,777	5,427	0.35	Vérifiée
ET7	DA8	5,801	5,429	0.372	Vérifiée

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

Poteaux

Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme ; selon la combinaison la plus défavorable puis vérifié a l'état limite service en flexion composé le calcul est effectué en considérant les efforts et moments suivants :

- Effort normal maximal et moment correspond
- Effort normal minimal et moment correspond
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspond

Tableau VI-1 : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Fe (MPa)	fC28 (Mpa)	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	θ
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348	1
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400	0.85

Les calculs se font en tant en compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N^{max}) et moment correspond ($M^{correspond}$)
- effort normal minimal (N^{min}) et moment correspond ($M^{correspond}$)
- moment fléchissant maximal (M^{max}) et effort normal correspond ($N^{correspond}$)

VI-1-2 Recommandations du RPA

VI-2-1 Armatures longitudinales : (RPA ART.7.5.2.2)

D'après le RPA 99/V2003 (ART7.4.2) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochets leurs pourcentages en zone sismiques Iia est limité à :

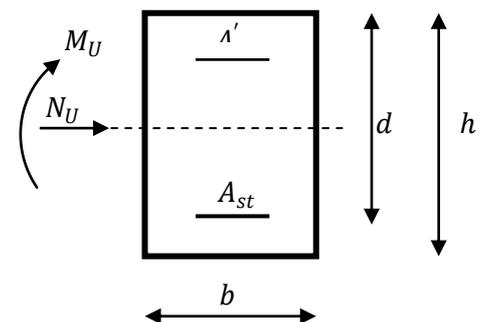
- Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton ($0.8\% \times b \times h$) :
- Le pourcentage maximal d'aciers est de 4% en zone courante
- Le pourcentage maximal d'aciers est de 6% en zone recouvrement

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↳ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↳ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



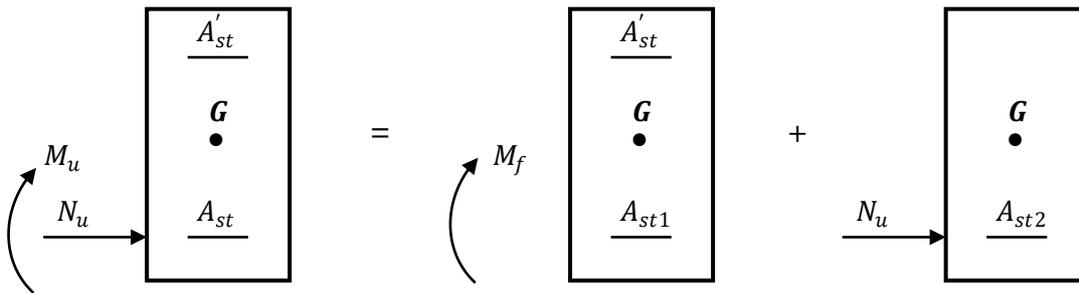
Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

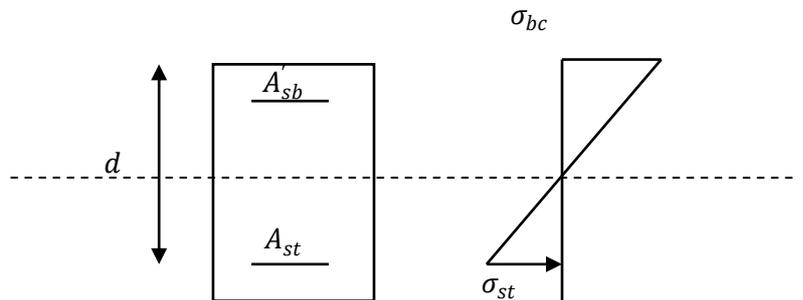
Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

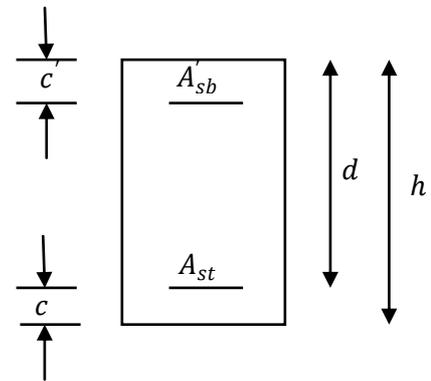
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ $A'_{st} \neq 0$; $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée)

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.

Section des Poteau (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (35×35)	9,8	73.5	49
Poteau (30×30)	7,2	54	36
Poteau (25×25)	5	37.5	25

VI-1-3 Calcul des armatures longitudinales a l'E.L.U

Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts internes dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons

Tableau VI-3 : Efforts internes dans les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	35x35	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	ELU	1848.416	2.174
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	0.8GE	1311.385	2.481
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	GQE	1586.412	6.648
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x30	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	ELU	1095.939	1.806
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	0.8GE	596.856	0.609
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	GQE	622.434	3.11
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	25x25	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	ELU	386.322	0.833
		$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	0.8GE	148.089	2.093
		$N^{\text{corr}}-M^{\max}$	GQE	153.805	2.954

Ferrailage longitudinales dans les poteaux

Tableau IV-4 : Calculs des armatures dans les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Nature	As (cm ²)	As'(cm ²)	Amin(cm ²)	Ferrailage	A adopté(cm ²)
RC.1 ^{er} ;2 ^{eme} étage	35x35	N ^{max} -M ^{corr}	1848.416	2.174	SEC	1.4	1.85	9.8	8HA16	16.09
		N ^{min} -M ^{corr}	1311.385	2.481	SEC	0	0			
		N ^{corr} -M ^{max}	1586.412	6.648	SEC	0	0			
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étage	30x30	N ^{max} -M ^{corr}	1095.939	1.806	SEC	0	0	7.2	8HA14	12.31
		N ^{min} -M ^{corr}	596.856	0.609	SEC	0	0			
		N ^{corr} -M ^{max}	622.434	3.11	SEC	0	0			
6 ^{eme} ;7 ^{eme} étage	25x25	N ^{max} -M ^{corr}	386.322	0.833	SEC	0	0	5	8HA12	9.05
		N ^{min} -M ^{corr}	148.089	2.093	SEC	0	0			
		N ^{corr} -M ^{max}	153.805	2.954	SEC	0	0			

Vérifications à l'ELU

Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA (Art7.4.2.1 RPA99/v2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Le diamètre minimal est de 12 mm,

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa),

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

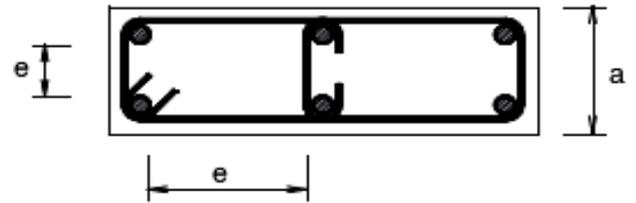


Tableau IV-5 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par RPA

Section des Poteau (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (35x35)	9,8	73.5	49
Poteau (30x30)	7,2	54	36
Poteau (25x25)	5	37.5	25

Au niveau des poutres

$L' = 2 \times h$ tel que h : Hauteur de la poutre

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre principales de (20x35).

$L' = 2 \times 30 = 60$ cm : poutre secondaires de (20x30).

Au niveau des poteaux : $h' = \max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60$ cm)

-b1, h1 : Dimensions des poteaux

-he : Hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

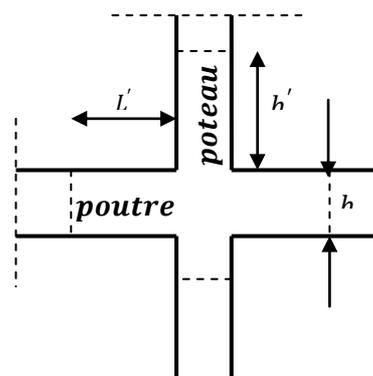


Figure VI-1: zone nodale dans les poteaux

Tableau VI-6 : Délimitation de la zone nodale

Poteaux	$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
RDC (35x35)	$h' = \max (68 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 68\text{cm}$
1-2 (35x35)	$h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
3-4-5 (30x30)	$h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
6-7 (25x25)	$h' = \max (51 ; 25 ; 25 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$

Armatures transversales selon les recommandations du RPA (Art7.4.2.2 RPA99/v2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1 ,3/BAEL91 modifiée 99)

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi_t 8$ Soit (4HA8=2.01cm²)

Vérification des quantités des armatures

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Pour } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\min} = 3\% S_t x b$$

$$\text{Pour } \lambda_g \leq 3 \quad A_t^{\min} = 8\% S_t x b$$

Pour $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

L'élancement λ_g est donné par la relation :

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a et b : représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement

$$L_f = 0.7 L_0$$

L_0 : longueur libre du poteau (cm)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

Tableau VI-7: coefficient correcteurs ρ_a en fonction de l'élançement géométrique du poteau λ_g

Sections des poteaux dans différents niveaux	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ_a
35x35	Lo=4.08m	8.16	2.5
35x35	Lo=3.06m	6.12	2.5
30x30	Lo=3.06m	7.14	2.5
25x25	Lo=3.06m	8.568	2.5

On remarque $\lambda_g \geq 5$ $\rho_a = 2.5$

Vérification à l'ELS

Condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91modifiées 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} x.b.d \quad \text{Avec : } f_{t28}=2.1\text{MPa} \quad f_e=400\text{M}$$

Tableau IV-8: vérification conditions de fragilité

Niveau	Section	Sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.m)	Es (m)	Amin (cm ²)	Adoptées (cm ²)	Observation As>Amin
RDC-1-2	35x35	N ^{max} -M ^{corr}	1848.416	2.174	0.001	1.39	12.06	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	1311.385	2.481	0.001			
		N ^{min} -M ^{max}	1586.412	6.648	0.004			
3-4-5	30x30	N ^{max} -M ^{corr}	1095.939	1.806	0.001	1.02	9.23	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	596.856	0.609	0.001			
		N ^{min} -M ^{max}	622.434	3.11	0.004			
6-7	25x25	N ^{max} -M ^{corr}	386.322	0.833	0.002	0.69	6.78	C.V
		N ^{min} -M ^{corr}	148.089	2.093	0.014			
		N ^{min} -M ^{max}	153.805	2.954	0.019			

Etat limite d'ouverture des fissurations

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration peu nuisible.

Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du

béton et de l'acier. Afin de comparer aux contraintes admissibles.

-Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Remarque : aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier car peu nuisible

-Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée

Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$
 On calcul l'inertie de la section homogène totale

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

on vérifie que : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ section partiellement comprimée.

↳ **Vérification d'une section partiellement comprimée** : Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \text{ Avec}$$

y_1 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression CP .

l_c : la distance entre le centre de pression CP et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

Avec

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s \text{ et } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6. n. A_u \cdot \frac{t_c - c'}{b} + 6. n. A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6. n. A_u \cdot \frac{(l_c - e')^2}{b} - 6. n. A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q), = \sqrt[3]{t}, y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a. \cos\left(\frac{a}{3}\right),$$

$$y_2^2 = a. \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right),$$

$$y_2^3 = a. \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

avec

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right), a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \text{ Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification le tableau suivant résume tous les résultats de calcul :

Tableau IV-9 : vérifications des contraintes

Niveau	Section	Sollicitation	Ns(KN)	Ms(Kn.m)	e(m)	Observation	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\overline{\sigma}_s$ [Mpa]	Observation
RDC-1-2	35X35	$N^{max}-M^{corr}$	1848.416	2.174	0.001	SEC	14.7	14.2	15	C.V
		$N^{min}-M^{corr}$	1311.385	2.481	0.001	SEC	11.1	10.4		C.V
		$N^{corr}-M^{max}$	1586.412	6.648	0.004	SEC	13.9	12		C.V
3-4-5	30X30	$N^{max}-M^{corr}$	1095.939	1.806	0.001	SEC	12.6	11.8		C.V
		$N^{min}-M^{corr}$	596.856	0.609	0.001	SEC	6.77	6.5		C.V
		$N^{corr}-M^{max}$	622.434	3.11	0.004	SEC	7.61	6.22		C.V
6-7	25X25	$N^{max}-M^{corr}$	386.322	0.833	0.002	SEC	4.48	4.11		C.V
		$N^{min}-M^{corr}$	148.089	2.093	0.014	SEC	2.11	1.18		C.V
		$N^{corr}-M^{max}$	153.805	2.954	0.019	SEC	2.37	1.05		C.V

Poutres

Introduction

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS.

2.1 Recommandations et exigences du RPA

a- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA99/V2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante

Le pourcentage maximal d'aciers est de **6%** en zone de recouvrement

Tableau VI-10 : sections des armatures longitudinales

	0.5% bxh	4% bxh	6%bxh
Poutres principales (20x35)	3.5cm ²	28cm ² .	42cm ² .
Poutres secondaires (20x30)	3.0cm ²	24cm ² .	36cm ² .

-La longueur minimale de recouvrement est de : 40 \emptyset en zone I et II 50 \emptyset en zone III

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure est effectuée au niveau des poteaux de rive il est fait avec des crochets d'angle droit doit 90°

b- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/V2003)

Les quantités des armatures transversales minimales est donnée par : $A_t=0.003xsxb$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } s \leq \frac{h}{2}$$

\emptyset : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

2.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

a- Ferrailage des poutres

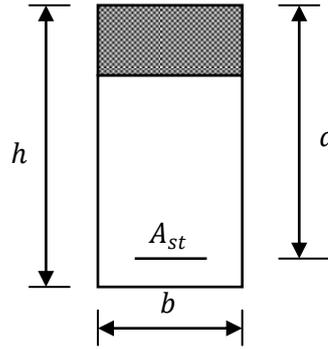
1^{er} cas: $\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

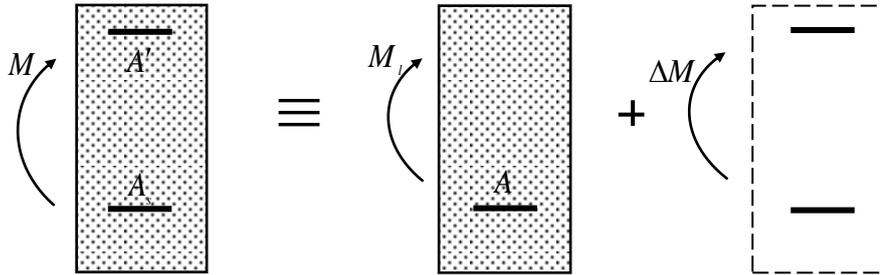
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$



2^{eme} cas: $\mu > \mu_l = 0.392$ La section est doublement armée (S.D.A).



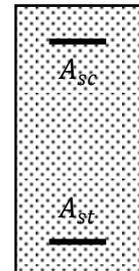
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

-Armatures tendues $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

-Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

Poutres principales (20x35)

En travées

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot x_d^2 \cdot x_{fbu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5 : \text{ dans le cas d'une situation durable.}$$

$$\gamma_b = 1.15 : \text{ dans le cas d'une situation accidentelle}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot x_d^2 \cdot x_{fbu}} = \frac{72.961 \times 10^6}{200 \times 3300^2 \times 14.2} = 0.285 < 0.392 \quad \text{S.A.A}$$

$$\beta = 0.826$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_{xd} \sigma_{st}} = A_{st} = \frac{72.961 \times 10^3}{33 \times 348 \times 0.826} = 7.69 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{74 \times 10^6}{200 \times 330^2 \times 14.2} = 0.24 < 0.392 \quad \text{S.A.A}$$

$$\beta = 0.861$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_{xd} \sigma_{st}} = A_{st} = \frac{74 \times 10^3}{33 \times 348 \times 0.861} = 7.48 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires (20x30)

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{84.4 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.37 < 0.392 \quad \text{S.A.A}$$

$$\beta = 0.755$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_{xd} \sigma_{st}} = A_{st} = \frac{84.4 \times 10^3}{28 \times 348 \times 0.775} = 11.47 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{68.518 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.30 < 0.392 \quad \text{S.A.A}$$

$$\beta = 0.816$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_{xd} \sigma_{st}} = A_{st} = \frac{68.518 \times 10^3}{28 \times 348 \times 0.816} = 8.61 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivant :

Ferraillage des poutres principales (20x35)

Tableau VI-11 : ferraillage des poutres principales

	Mmax (KN.m)	μ_b	Observation	B	Ast cm ²	Amin cm ²	Ferraillage	A adoptées cm ²
En travées	72.961	0.285	SSA	0.826	7.69	3.5	3HA16 3HA14	10.65
En appuis	74	0.24	SSA	0.861	7.48	3.5	3HA16 3HA14	10.65

Ferraillage des poutres secondaires (20x30)

Tableau VI-12 : ferraillage des poutres secondaires

	Mmax (KN.m)	μ_b	Observation	B	Ast cm ²	Amin cm ²	Ferraillage	A adoptées
En travées	84.4	0.38	SSA	0.745	11.47	3	3HA14+3HA14	9.23
En appuis	68.518	0.30	SSA	0.816	8.61	3	3HA14 3HA14	9.23

2.3 Vérification à l'ELU

a- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA99/V2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

Exemple de calcul

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 20 \times 33 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-13 : vérification des armatures longitudinales à l'ELU

		Ast Cm ²	Amin Cm ²	Vérification As > Amin
Poutres principales	En travées	7.69	0.84	C.V
	En appuis	7.48		
Poutres secondaires	En travées	11.47	0.67	C.V
	En appuis	8.61		

Toutes sections minimales sont vérifiées par rapport à la section minimale du RPA

b- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/V2003)

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b$$

Calcul d'espacement St

Tableau VI-14 : vérification des armatures transversales à l'ELU

		Calcul de st (cm)		A=0.003xsrxb	Ferraillage
Poutres principales	Zone nodale : St ≤ min { $\frac{h_{pp}}{4}$; 12Ø ₁ }	Min { 8.75cm ; 14.4cm ; 30cm }	St=10cm	0.6 cm ²	4HA8 = 2.01cm ²
	Zone courante : St ≤ $\frac{h}{2}$	St ≤ $\frac{h}{2}$ = 17.5cm	St=15cm	0.9cm ²	
Poutres secondaires	Zone nodale : St ≤ min { $\frac{h_{ps}}{4}$; 12Ø ₁ }	min { 7.5cm ; 14.4cm ; 30cm }	St=10cm	0.6cm ²	4HA8 = 2.01cm ²
	Zone courante : St ≤ $\frac{h}{2}$	St ≤ $\frac{h}{2}$ = 15cm	St=15cm	0.9cm ²	

Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,20 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Exemple de calcul

$$\tau_u = \frac{89,24 \times 10^3}{200 \times 330} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau VI-15 : vérification au cisaillement

Poutres	Efforts tranchants	b(cm)	d(cm)	τ_u MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Observation $\tau_u \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	Tmax=89.24	20	33	1.35	3.33	C.V
Poutres secondaires	Tmax=120.16	20	28	2.14	3.33	C.V

Influence de l'effort tranchant

On se doit vérifier la relation : $T_u \leq T_u = 0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Exemple de calcul

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 330 \times 200 \times \frac{25}{1,5}\right) \times \frac{1}{10^3} = 396 \text{ kN}$$

Tableau VI-16: influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	tranchants T_u^{\max} (KN)	b(cm)	d(cm)	f_{c28}	T_u (KN)	Observation $T_u^{\max} < T_u$
Poutres principales	89.24	20	33	25	396	C.V
Poutres secondaires	120.16	20	28	25	336	C.V

-Influence sur les aciers (Art 5.1.312 BAEL91 modifié 99)

$$A_s \geq \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d}\right) \frac{1,15}{400} \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique}$$

Si : $T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

$$\text{Poutres principales : } \left(T_u^{\max} - \frac{M_u \text{travee}}{0,9 \times 0,33}\right) \frac{1,15}{400} = -0,44 < 0$$

$$\text{Poutres secondaires : } \left(T_u^{\max} - \frac{M_u \text{travee}}{0,9 \times 0,28}\right) \frac{1,15}{400} = -0,61 < 0$$

Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

-poutres principales

$$\sum_{ui} = n.\pi.\phi = (.3 \times 16. + (3 \times 14) \times 3,14 = .282.6mm$$

$$\tau_{se} = \frac{.72.961 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 282.6} = .0.86MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-poutres secondaires

$$\sum_{ui} = n.\pi.\phi = (.3 \times 12) + (3 \times 20) \times 3,14 = .301.44mm$$

$$\tau_{se} = \frac{84.4 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 301.44} = .1.11MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa$$

d. Ancrage des barres**-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad L_a = 0.4 \times L_s$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 . f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84MPa$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0.4 ls pour les aciers HA.

Tableau VI-17: Ancrage des barres

Barres	ls (cm)	La (cm)
HA12	42.32	16.92
HA14	49.38	19.75
HA16	56.43	22.57
HA20	70.54	28.21

2.4 Vérification à l'ELS**a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_{st} \geq A_{min}$

$$A^{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1MPa$$

Exemple de calcul

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 20 \times 33. \frac{2.1}{400} = 0.84cm^2$$

Tableau VI-18 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale

		Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Vérification As>Amin
Poutres principales	En travée	7.69	0.84	C.V
	En appuis	7.48		
Poutres secondaires	En travée	11.47	0.67	C.V
	En appuis	8.61		

b. Etat limite d'ouverture de fissuration

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible alors cette vérification n'est pas nécessaire

c. Etat limite de déformation (flèche) BAEL (Art B.6.5)

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} »

d. Vérification des contraintes**-Vérification de contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} \quad \beta_1 \text{ et } k_1 \text{ des tableaux à l'ELS}$$

-Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \times \sigma_s$$

Tableau VI.19: Moments à l'ELS

Poutres		Moments(KN.m)		Combinaison
Poutres principales	En travée	Mst	72.961	ELS
	En appui	Msa	74	
Poutres secondaires	En travée	Mst	84.4	
	En appui	Msa	68.518	

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.20 : vérification des contraintes à l'ELS

Poutres		Moments à l'ELS (KN.m)	P	B	K	Ast (cm ²)	d(cm)	σ_{st} Mpa	$\bar{\sigma}_{st}$ Mpa	Observation	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	observation
P.p	Travée	72.961	0.23	0.923	49.53	7.69	33	311.49	348	C.V	6.28	15	C.V
	Appui	74	0.22	0.924	50.79	7.48	33	101.06		C.V	1.98		C.V
P.s	Travée	84.4	0.40	0.902	36.02	11.47	28	291.34		C.V	8.08		C.V
	Appui	68.518	0.30	0.913	42.47	8.61	28	311.29		C.V	7.32		C.V

Voiles

Introduction

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

Combinaison fondamentale

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \\ G+Q \rightarrow \text{à l'ELS.} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Combinaisons accidentelles

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \\ 0,8G\pm E \rightarrow \text{RPA 99 révisée 2003} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{RPA99/Version 2003}$$

a) Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

$$\text{Voile élancé : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voile court : } \frac{h}{l} < 1.5$$

b) Exposer de la méthode des bandes

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la *R.D.M.*

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

c) Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec

B:Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

V ; V' : Bras de levier

$$V=V'=\frac{L_{voiles}}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_c : La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_T : La longueur de la zone tendue :

$$L_T = L - L_c$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_T - d) \times \sigma_{min}}{L_T}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones

Zone I: RDC 1^{er} et 2eme étage

Zone II:3er au5eme étage.

Zone III:6éme au 7éme étage.

VI-1 Section entièrement comprimée (SEC)

L'effort normal par bande (d) est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

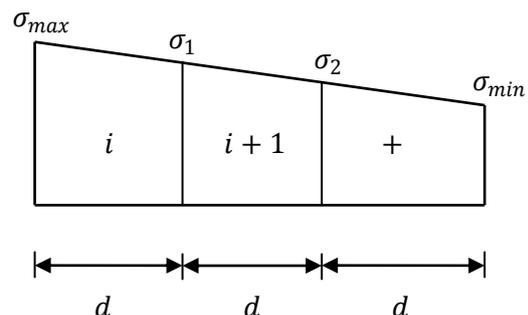


Figure VI-21 : Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s} \quad \text{Avec}$$

B : Section du tronçon considéré,

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Situation Courante,}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies \text{Situation Accidentelle}$$

- **Section minimale :** (Art A.8.1.21 BAEL91/modifiée 99 et Art A.7.1.2 CBA93)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad \text{Avec : B : Section du béton comprimé}$$

VI.2 Section entièrement tendue (SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

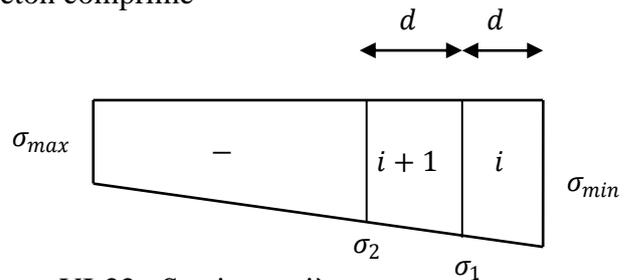


Figure VI-22 : Section entièrement tendue.

La section d'armature

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

La section minimale : (BAEL91/ modifiée 99 Art A4.2.1 ; CBA93)

$$A_{\min} \geq \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

VI.3 Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_i = \frac{\sigma_{traction 1} + \sigma_{traction 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{traction 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

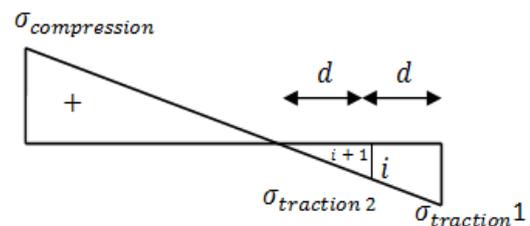


Figure VI-23 : Section partiellement comprimée.

Remarque

$\sigma_a ; \sigma_b$ Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

$\sigma_a ; \sigma_b$ Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

$\sigma_a ; \sigma_b$ Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

- ✓ **Section d'armature**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Contrainte de l'acier à } 1\% = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendue (Art 7.7.4.1 RPA99/version 2003)

$$A_{\min} \geq A = 0.002 \text{ XB}$$

✓ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce qu'elle serve de cadre aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$A_H \geq \left\{ \frac{A_V}{4} \right\} \quad \text{BAEL 91 modifiée 99}$$

Avec

A_V : Section d'armatures verticales.

B : Section du béton.

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est donné comme suite :

$$\left. \begin{array}{l} \Leftrightarrow A_H \geq 0.15\%B \text{ Globalement dans la section du voile.} \\ \Leftrightarrow A_H \geq 0.10\%B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \dots\dots \text{Article 7.7.4.3 RPA 99/ Version 2003}$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10}$$

✓ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré de surface.

✓ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times L \times V_u$

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.

Armatures pour les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins *4HA10 (RPA 99/ Version 2003)*.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, dans certaines extrémités d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

✓ Ferrailage minimal

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_t \cdot 28}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifiée 99}$$

$$A_{\min} = 0.2\% B \dots \dots \dots \text{RPA99 /Version 2003}$$

VI.4 Disposition constructives

1) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq 1.5 e \\ St \leq 30 \text{cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Article 7.7.4.3 RPA 99/ Version 2003}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Les longueurs de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

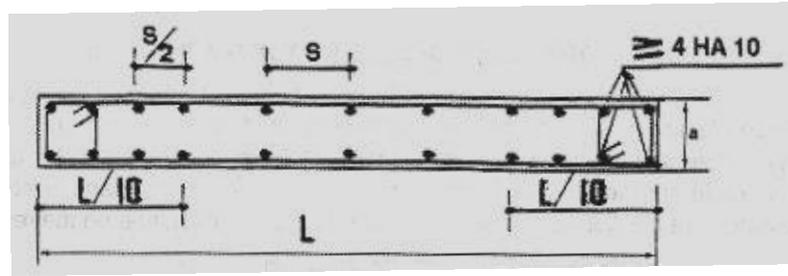


Figure VI-24 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI-5 Vérification des contraintes limites de cisaillement :(Art 7.7.2 RPA 99/Version2003).

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

Avec : $\bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$

$$\bar{T} = 1.4 \cdot T_{u,calcul}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \cdot d}$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d: Hauteur utile :

$$d = 0.9h$$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

$$\tau \leq \bar{\tau} \quad \text{D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifiées 99)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

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

VIII.6 Vérification à l'ELS

✓ **Les contraintes dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} < \bar{\sigma}_b$$

Avec

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{t28} = 15MPa$$

$N_s = G+Q$ Avec : N_s : Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

σ_{max} ; σ_{min} Sont des contraintes du signe différent donc on a une section partiellement comprimée

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \quad L_T = L - L_c$$

➤ **Calcul « d » longueur de la bande**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)$$

➤ **Calcul de la contrainte σ_1**

$$\sigma_1 = \frac{(L_T - d) \times \sigma_{min}}{L_T}$$

➤ **Détermination des efforts normaux**

1ere bande

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

2eme bande

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$$

➤ **Vérifications**

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003)**

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

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = \min(3.26; 4) = 3.26 \text{MPa}$$

Tel que

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left(0.002 l_t e, \frac{f_{t28} x d x e}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max(3.95 ; 5.55) \quad A_{\min} = 5.55 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales

$$A_{H/\text{nappe/voile}} = A_{ad}^v / 4$$

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit : 04 épingles de HA8 / m²

➤ **Vérification a l'ELS**

Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_b = 0.26 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tableau VI-21 : Ferrailage des voiles longitudinaux

Voile VX1 : VL2 ;VL7 et VL8		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	2923.23	845.63	830.07	
	σ_{min} (KN/cm ²)	-4572.09	-2728.46	-2145.29	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V(KN)		679.67	602.51	490.04
	Lt (m)		0.91	1.15	1.08
	Lc (m)		0.59	0.35	0.42
	d (m)		0.457	0.573	0.541
	σ_1 (KN/m ²)		2286.045	1364.230	1072.645
	N(KN)	N1	313.76	234.33	174.01
		N2	104.585	78.109	58.005
	Av(cm ²)	Av1	7.84	5.86	4.35
		Av2	0.26	1.95	1.45
	Avj (cm ²)		26.17	23.20	18.87
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14.39	11.66	9.07
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.80	7.75	6.17
	Amin(cm ²)		4.80	6.01	5.68
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	14.39	11.66	9.07
Bonde 2		6.80	7.75	6.17	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	10HA14	10HA14	10HA12
		Bonde2	10HA14	10HA14	10HA12
	St(cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	10	10	10
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		1.37	1.72	1.62
	A_H /nappe (cm ²)		3.60	2.92	2.27
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	6HA12	6HA12
	S =30cm		6.78cm ²	6.78cm ²	6.78cm ²
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
contrainte	t _i (MPa)	2.517	2.232	1.815	
	t _b (MPa)	3.524	3.124	2.541	
ELS	N _s (kN)	1505.85	1222.23	869.25	
	s _b (MPa)	4.54	3.71	2.69	
Vérification des contraintes					

Tableau VI-22 : Ferrailage des voiles longitudinaux

Voile VL5 et VL6		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.25	1.25	1.25	
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.25	0.25	0.25	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	3555.31	2923.23	343.68	
	σ_{min} (KN/cm ²)	-4917.94	-4072.79	-2266.77	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V(KN)		761.68	676.22	546.22
	Lt (m)		0.73	0.73	1.09
	Lc (m)		0.52	0.52	0.16
	d (m)		0.363	0.364	0.543
	σ_1 (KN/m ²)		2458.970	2036.395	1133.385
	N(KN)	N1	267.60	222.28	184.53
		N2	89.200	74.094	61.511
	Av(cm ²)	Av1	6.69	5.56	4.61
		Av2	2.23	1.86	1.58
	Avj (cm ²)		29.32	26.05	21.03
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14.02	12.07	9.87
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9.56	8.37	6.8
	Amin(cm ²)		3.81	3.82	5.70
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	14.02	12.07	9.87
Bonde 2		9.56	8.37	6.8	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	10HA14	10HA14	10HA12
		Bonde2	10HA14	10HA14	10HA12
	St(cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	10	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.09	1.09	1.63
	A _H /nappe (cm ²)		3.51	3.02	2.47
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	6HA12	6HA12
	S =30cm		6.78	6.78	6.78
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
contrainte	t _u (MPa)	3.385	3.008	2.428	
	t _b (MPa)	4.739	4.211	3.399	
ELS	N _s (kN)	1505.85	1222.23	869.25	
	s _b (MPa)	5.28	4.35	3.16	
Vérification des contraintes					

Tableau VI-23: Ferrailage des voiles longitudinaux

Voile VL3et VL4		zone I	zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.3	2.3	2.3	
	ep (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)		0.46	0.46	0.46	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)		5955.31	3057.21	383.68	
	σ_{min} (KN/cm ²)		-5917.94	-4297	-2366.77	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V(KN)		250.16	159.38	147.46	
	Lt (m)		1.15	1.34	1.98	
	Lc (m)		1.15	0.96	0.32	
	d (m)		0.573	0.672	0.990	
	σ_1 (KN/m ²)		2958.970	2148.500	1183.385	
	N(KN)	N1	508.821	433.10	351.32	
		N2	169.605	144.365	117.105	
	Av(cm ²)	Av1	12.72	10.83	8.78	
		Av2	4.24	3.61	2.93	
	Avi (cm ²)		9.63	6.14	5.68	
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v2} /4	15.13	12.36	10.20	
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	6.65	5.14	4.35	
	Amin(cm ²)		6.02	7.06	10.39	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	15.13	5.71	10.2	
		Bonde 2	6.65	2.93	4.35	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	10HA14	10HA14	10HA12
			Bonde2	10HA14	10HA14	10HA12
St(cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	10	10	10	
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		1.72	2.02	2.97		
A_H /nappe (cm ²)		3.78	1.43	2.55		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12		
S =30cm		4.52	4.52	4.52		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
contrainte	t _u (MPa)	0.604	0.385	0.356		
	t _b (MPa)	0.846	0.539	0.499		
ELS	N _s (kN)	1505.85	1222.22	869.25		
	s _b (MPa)	3.06	2.58	1.80		
Vérification des contraintes						

Tableau VI-24 : Ferrailage des voiles transversaux

Voile VT1 : VT2 : VT3 et VT4		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5	
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	2210.35	1054.57	487.57	
	σ_{min} (KN/cm ²)	-2945.92	-2065.25	-1936.77	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	425.96	388.37	312.35	
	Lt (m)	1.43	1.65	2	
	Lc (m)	1.07	0.85	0.5	
	d (m)	0.714	0.827	0.990	
	σ_1 (KN/m ²)	1472.960	1032.625	968.385	
	N(KN)	N1	315.58	256.34	290.11
		N2	105.193	85.447	117.105
	Av(cm ²)	Av1	7.89	6.41	96.704
		Av2	2.63	2.14	7.25
	Avi (cm ²)		16.40	14.95	2.42
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v2} /4	11.99	10.15	12.03
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	6.73	5.85	10.26
	Amin(cm ²)		7.50	8.69	5.42
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	6.73	10.15	12.03
		Bonde 2	7.50	5.85	10.26
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA14	8HA14	8HA14
		Bonde2	8HA14	8HA14	8HA14
	St(cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.14	2.48	3
	A _H /nappe (cm ²)		1.72	2.54	2.57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12
	S =30cm		4.52	4.52	4.52
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
contrainte	t _u (MPa)	0.947	0.863	0.694	
	t _b (MPa)	1.325	1.208	0.972	
ELS	N _s (kN)	1505.85	1222.22	869.25	
	s _b (MPa)	2.91	2.33	1.66	
Vérification des contraintes					

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général d'un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

- ❖ Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en

VII-1 Types de fondations

• Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elles sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

• Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond ; les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII-2 Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- ❖ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- ❖ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3 Choix du type de fondation

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres 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)
- Economie.

VII-4 Dimensionnement

A)- Semelles isolées

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.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec :}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle.

A : longueur de la semelle.

N_{ser} : effort normal à l'ELS.

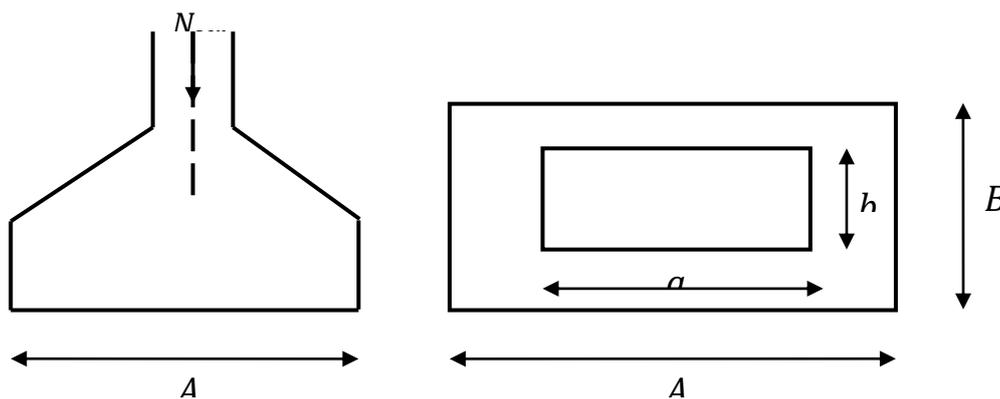


Figure VII-1: Schéma statique de la fondation

❖ Homothétie des dimensions

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \implies \frac{35}{35} = 1 \implies A = B$$

$$D'o\grave{u} : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

❖ Exemple de calcul

$$N_{ser} = 1846.68 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1846.68}{200}} = 3.038 \text{ m} \quad A = B = 3.038 \text{ m}$$

Conclusion

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

B)- semelles filantes

Semelles sous poteaux

• Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etape du calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - ✓ Si : $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.
 - ✓ Si : $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{array} \right.$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

❖ Exemple de calcul

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité .

Tableau VI-1.Détermination de la résultante des charges

Poteaux	N_{ser}	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C1	1397.24	-5.75	-8034.13	-0.002
C2	598.17	-1.55	-927.1635	0.003
C3	594.69	1.55	921.7695	0.003
C4	1445.35	5.75	8310.7625	-0.007
	$\Sigma = 4035.45$		$\Sigma = 271.2385$	$\Sigma = -0.003$

1) Détermination de la résultante des charges R

$$R = \sum N_s = 4035.45 \text{ kn}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{271.238 - 0.003}{4035.45} = 0.067 \text{ m}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0.067 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14.2}{6} = 2.3 \text{ m}$$

↳ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4035.45}{14.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.067}{14.2}\right) = 292.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4035.45}{14.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.067}{14.2}\right) = 276.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4035.45}{14.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.067}{14.2}\right) = 288.2 \text{ KN/m}^2$$

4) Calcul de la largeur B

$$B \geq \frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{47.14}{200} = 1.44 \text{ m}$$

Soit : B=1.50 m

On aura S=1.50 x 14.2 = 21.3 m²

La surface totale des semelles sous poteaux: $S_p = S \times N$

$$S_p = 21.3 \times 5 = 106.5 \text{ m}^2$$

❖ **semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à L' ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0.20 \text{ MPa}$)

1) voile longitudinal

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voiles	N _{ser}	L(m)	B(m)	S = BxL(m ²)
VL1	551.64	1.5	1.83	2.74
VL2	547.95	1.5	1.82	2.73
VL3	1668.92	1.5	5.56	8.34
VL4	1671.24	1.5	5.57	8.35
VL5	1595.07	1.25	6.38	7.97
VL6	1704.62	1.25	5.85	7.31
VL7	533.39	2.3	1.04	2.39
VL8	871.17	2.3	1.64	3.77
				$\Sigma = 43.6$

2) voile Transversal

Tableau VII-3: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voiles	N _{ser}	L(m)	B(m)	S = BxL(m ²)
VT1	1204.48	2.5	2.40	6
VT2	1202.27	2.5	2.40	6
VT3	1204.2	2.5	2.40	6
VT4	923.91	2.5	1.84	4.6
				$\Sigma = 22.6$

La surface totale des semelles filantes sous voiles:

$$\longrightarrow S_v = 43.6 + 22.6 = 66.2 \text{ m}^2$$

- **La surface totale des semelles filantes** : $ST = 106.5 + 66.2 = 172.7 \text{ m}^2$
- **La surface totale du bâtiment** : $S_{bat} = 24.30 \times 14.2 = 345.06 \text{ m}^2$

Calcul du rapport

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{172.7}{345.06} = 0.51 \quad 51 \% \text{ de la surface de bâtiment}$$

- La surface des semelles représente 51% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elle, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

c) Radier général

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1) Pré dimensionnement du radier

❖ Sous voile

a) La condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{Avec :}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 4.35\text{m}$)

$$\frac{L_{\max}}{8} = \frac{420}{8} = 52.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{5} = \frac{420}{5} = 84 \text{ cm}$$

$$52.5\text{cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

On prend : $h=75\text{cm}$

❖ Sous poteaux**a) Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 [cm], } L_{\max} : \text{ distance maximale entre axe des poteaux}$$

$$h_d \geq \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

b) La nervure

- Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_n = 80\text{cm}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 \longrightarrow 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm}$$

$$\text{On prend : } b_n = 50\text{cm}$$

c) La condition de longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

- ✓ Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

- ✓ Le radier est rigide s'il vérifié:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \longrightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporte a l'unité du surface ; $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : l'inertie de section du radier (bande de 1m).

E : module de déformation longitudinale déferée, $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

Lmax : distance maximale entre deux voiles successifs (Lmax = 4.2 m).

$$\rightarrow h \geq \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,2\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,7537 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 85 \text{ cm}$$

✓ Largeur de la nervure de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 85 \leq b_n \leq 0,7 \times 85 = 34 \leq b_n \leq 59,5$$

On prend : $b_n = 50 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 85 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$Hauteur de la dalle.

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier

- Poids de la superstructure

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes : $G = 30988.64 \text{ KN}$.

Charges d'exploitation : $Q = 5063.12 \text{ KN}$.

- Combinaisons d'actions

A L'ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 30988.64 + 1.5 \times 5063.12 = 49429.34 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 30988.64 + 5063.12 = 36051.76 \text{ KN}$$

A L'ELU

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{49429.34}{1.33 \times 200} = 185.82 \text{ m}^2$$

A L'ELS

$$S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{36051.76}{200} = 135.53 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 345.06 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(S_{ELU}, S_{ELS}) = 185.82 \text{ m}^2.$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}, 30\text{cm}\right) = 42,5\text{cm}$$

On ajoute au radier un débord de **50 cm** dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier : $s_{rad} = s_{bat} + s_{deb}$

$$s_{rad} = 345.06 + (24,40 + 12,9) \times 2 \times 0,5 = 382.36 \text{ m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations a la base du radier**Remarque**

Le poids propre du radier est calculé comme suit :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $25 \times 326.205 \times 0.3 = 2446.54 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $16 \times 0.55 \times 195.025 = 1716.22 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.10 \times (288.475) = 721.19 \text{ KN}$.

Poids des nervures : $25 \times 0.55 \times 101.87 = 1400.71 \text{ KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0.3 \times (24.4 + 12.90) \times 2 \times 0.5 = 279.75 \text{ KN}$.

$G_{rad} = 2446.64 + 1716.22 + 721.19 + 1400.71 + 279.75 = 6564.51 \text{ KN}$.

- **ELU**: $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 58291.48 \text{ KN}$

- **ELS**: $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 42616.27 \text{ KN}$

2) Les vérifications**a- Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 95\text{cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 85 = 76,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{58291,48 \times 0,95}{382,36} \times \frac{4,20}{2} = 313,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{313,74}{0,5 \times 0,765} = 820,23 \text{ KN/m}^2 = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de la stabilité du radier

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,66 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,70 \text{ m}$$

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

➤ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 29546,62 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 29897,49 \text{ m}^4.$$

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 sismique «M» rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h \quad \text{Avec :}$$

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Nu = 49429.34 KN et Ns = 36051.76 KN.

❖ Sens longitudinal

M_x = 10244.288 KN.m

✓ A l'ELU : M_x = 10244.288 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49429.34}{185.82} + \frac{10244.288}{36459.49} \times 12.415 = 170.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49429.34}{185.82} - \frac{10244.288}{36459.49} \times 12.415 = 163.18 \text{ N/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3 \times 170.16 + 163.18}{4} = 168.415 \text{ KN/m}^2$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ A l'ELS : M_x = 10244.288 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36051.76}{185.82} + \frac{10244.288}{36459.49} \times 12.415 = 125.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36051.76}{185.82} - \frac{10244.288}{36459.49} \times 12.415 = 118.189 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3 \times 125.16 + 118.189}{4} = 123.417 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

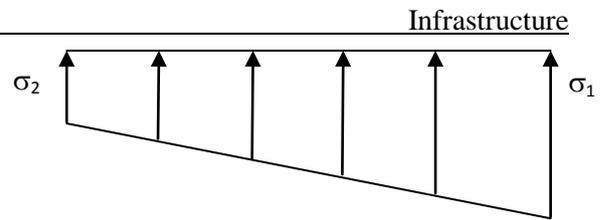


Figure VII-4 : Diagramme des contraintes du sol

❖ Sens transversal

$$✓ \text{ A l'ELU : } M_y = 23570.126 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49429.34}{185.82} + \frac{23570.126}{10263.6} \times 6.45 = 181.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49429.34}{185.82} - \frac{23570.126}{10263.6} \times 6.45 = 151.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{d'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 181.48 + 151.86}{4} = 174.075 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \cdot \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$✓ \text{ A l'ELS : } M_y = 23570.126 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36051.76}{185.82} + \frac{23570.126}{10263.6} \times 6.45 = 136.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36051.76}{185.82} - \frac{23570.126}{13149.367} \times 6.45 = 106.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 136.49 + 106.86}{4} = 129.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):** Aucun calcul n'exige si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u = 0.045 u_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

u_c : Périmètre du pourtour cisailé, sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

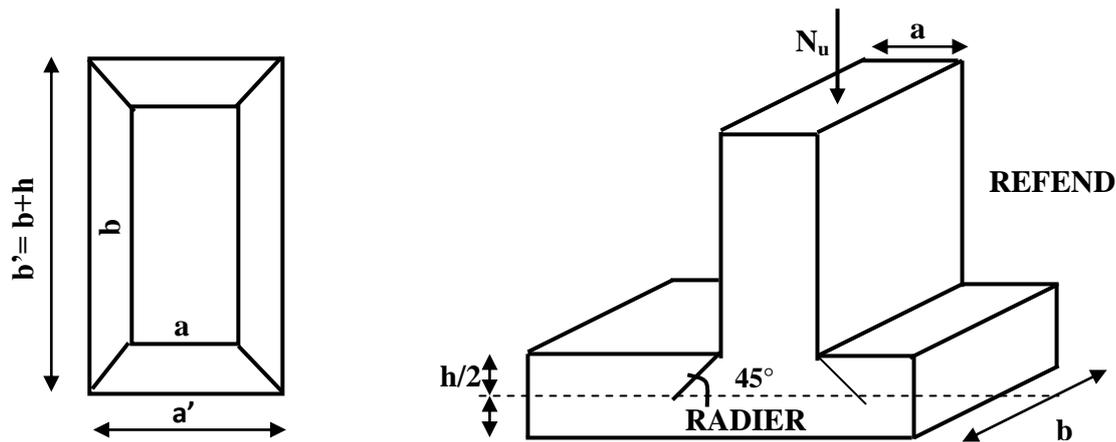


Figure VII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Calcul du périmètre utile u_c**

- ❖ **Poteaux**

$$u_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.35 + 0.35 + 2 \times 0.95) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1848.16 \text{ KN}$$

$$N_u < 0.045 \times 5.2 \times 0.95 \times 25000 = 5557.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- ❖ **Voiles**

$$u_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.17 + 1 + 2 \times 0.95) = 6.24 \text{ m}$$

$$N_u = 2335.39 \text{ KN}$$

$$N_u < 0.045 \times 6.24 \times 0.95 \times 25000 = 6669 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

3) Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Pour le ferrailage, nous utiliserons les méthodes exposées dans le BEAL91.

1) ferrailage de la dalle

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas

$\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad , \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas

$0.4 < \rho < 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés a centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$
- dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification des panneaux de dalle :** Les panneaux les plus sollicités ont pour dimensions :

$$L_x = 3.9 \text{ m}$$

$$L_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9$$

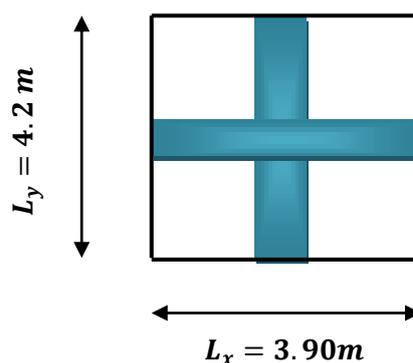


Figure VII – 6 : schéma statique du panneau de calcul

$0.4 < \rho < 1$ 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.

Les contraintes prises en compte dans les calculs :

❖ **A L'LEU**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 174,075 - \frac{6564,51}{382,36} = 156,9 \text{ KN/m}^2$$

❖ **A L'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 129,08 - \frac{6564,51}{382,36} = 111,9 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul des armatures a l'ELU**

$$v = 0 \quad ; \quad \rho = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0458 \\ u_y = 0,778 \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments Mx et My**

$$M_{0x} = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0458 \times 156,9 \times (3,9)^2 = 109,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \cdot M_{0x} = 0,778 \times 109,29 = 85,02 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.75 : pour les moments en travées.

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

• **Moments sur appuis intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,5 \times 109,29 = 54,645 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 \times 85,02 = 42,51 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moments sur appuis de rive**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,30 \times 109,29 = 32,78 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 \times 85,02 = 25,5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moments en travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times 109,29 = 81,96 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times 85,02 = 63,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Ferrailage longitudinal suivant x-x❖ **Sur appuis**

$$u = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{54.64 \times 10^3}{100 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$u_u = 0.05 \quad \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54.64 \times 10^2}{0.974 \times 27.5 \times 34.8} = 5.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA14=7.70 cm²/ml avec un espacement e = 20 cm

❖ **En travée**

$$u = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bu}} = \frac{32.78 \times 10^3}{100 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$u_u = 0.03 \quad \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32.78 \times 10^2}{0.985 \times 27.5 \times 34.8} = 3.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA16=12.08 cm²/ml avec un espacement e = 17 c

Ferrailage longitudinal suivant y-y❖ **Sur appuis**

$$u = \frac{M_{ay}}{bd^2f_{bu}} = \frac{42.51 \times 10^3}{100 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$u_u = 0.04 \quad \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.51 \times 10^2}{0.980 \times 27.5 \times 34.8} = 4.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA10=4.71 cm²/ml avec un espacement e = 20 cm

❖ **En travée**

$$u = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bu}} = \frac{25.5 \times 10^3}{100 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$u_u = 0.02 \quad \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.5 \times 10^2}{0.990 \times 27.5 \times 34.8} = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12=5.65 cm²/ml avec un espacement e = 20 cm

Ferrailage adopté: Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	6HA16	5HA12
Armatures en appuis	5HA14	6HA10

❖ Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité

• Armatures parallèle au petit coté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.9}{2} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFeE400

• Armatures parallèle au grand côté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Aux appuis

$$A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua}^y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ En travée

$$A_{ut}^x = 12.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut}^y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Diamètre maximal des armatures (BAEL91 / Art A.8.2.42)

On doit vérifier que : $\phi < \phi_{\max} = h/10 = 300/10 = 30 \text{ mm}$

$$\phi = 14 \text{ mm} < \phi_{\max} = 30 \text{ mm}$$

➤ Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)

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

• Direction la plus sollicité : $\min(3h_t, 33 \text{ cm})$.

• Direction perpendiculaire : $\min(4h_t, 45 \text{ cm})$.

❖ Sens x-x

Armatures supérieures : $S_t = 17 \text{ cm} < \min(90 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(90 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

❖ Sens y-y

Armatures supérieures : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(120 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(120 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec} \quad V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{156.09 \times 4.2}{2} = 327.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{327.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275} = 1.19 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{1.5}, 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5, 4 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérifications à L'ELS

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$\rho = 0,9 \quad \begin{cases} u_x = 0.0458 \\ u_y = 0.778 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0x} = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0458 \times 111.9 \times (3.90)^2 = 77.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \cdot M_{0x} = 0.778 \times 77.95 = 60.64 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{ax} = 77.95 \times 0.5 = 38.97 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 77.95 \times 0.75 = 58.46 \text{ KN.m}$

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{bd} = \frac{100 \times 12.08}{100 \times 27.5} = 0,439$$

$$\rho_1 = 0.439 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0.423 \\ \beta_1 = 0.859 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta d A_{tx}} = \frac{58.46 \times 10^{-3}}{0.859 \times 0.275 \times 12.08 \times 10^{-4}} = 204.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{204.86}{34.50} = 5.93 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{La Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

2) Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console encastree, d'une longueur $d = 0.5 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 30 \text{ cm}$ soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

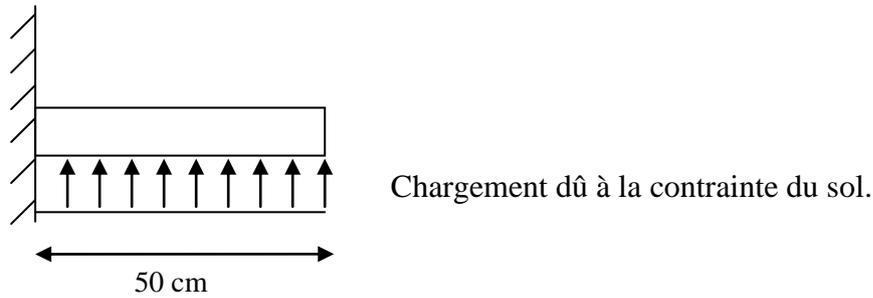


Figure VII-7: Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul**A l'ELU**

$$q_u = 156.09 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{156.09 \times (0.5)^2}{2} = -19.51 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 111.9 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{111.9 \times (0.5)^2}{2} = -13.98 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} \quad , \quad d = 27.5 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa} \quad , \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.51 \times 10^3}{100 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$u_u = 0.018 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{19.51 \times 10^3}{0.991 \times 27.5 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Vérification a l'ELU

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml} < 3.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{donc on opte pour un ferrailage minimum}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA 12}$$

Calcul de l'espacement

$$S_t = b/3 = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

Armatures des répartitions

$$A_r = A/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA10 = 2.35 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 33 \text{ cm}$

d) Vérification a l'ELS

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{19.51}{13.98} = 1.38$$

$$\mu = 0.013 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0163$$

$$\alpha = 0.0163 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

3) Etude des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

1- Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

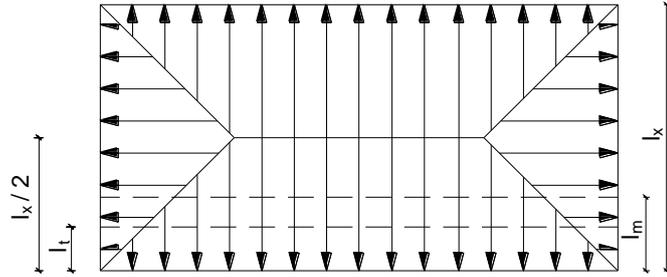


Figure VII-8 : Présentation des chargements simplifiés.

- **Charge triangulaire**

$$l_m = 0,364l_x$$

$$l_t = 0,274l_x$$

2- Charges à considérer

➤ Sens transversal

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 156,09 \times 1,42 = 443,29 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 111,9 \times 1,42 = 317,79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 156,09 \times 1,07 = 334,03 \text{ KN/ml}$$

➤ Sens longitudinal

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 156,09 \times 1,53 = 477,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 111,9 \times 1,53 = 342,41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 156,09 \times 1,15 = 359 \text{ KN/ml}$$

❖ Sens longitudinal

$$q_{Mu} = 477.63 \text{ KN/ml} \quad , \quad q_{Ms} = 342.41 \text{ KN/ml}$$

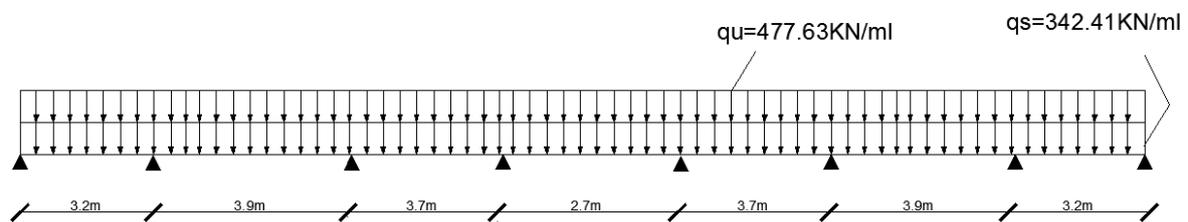


Figure VII-9 : Schéma statique de la nervure.

❖ Sens transversal

$$q_{Mu} = 463.36 \text{ KN/ml} \quad , \quad q_{Ms} = 327.30 \text{ KN/ml}$$

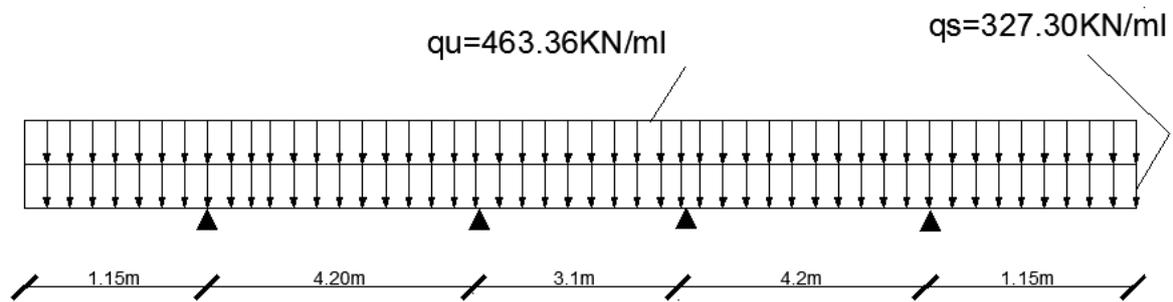
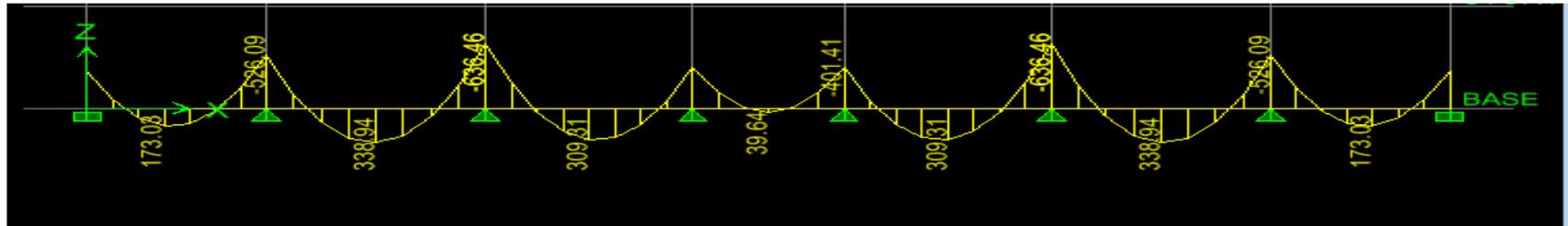


Figure VII-10 : Schéma statique de la nervure.

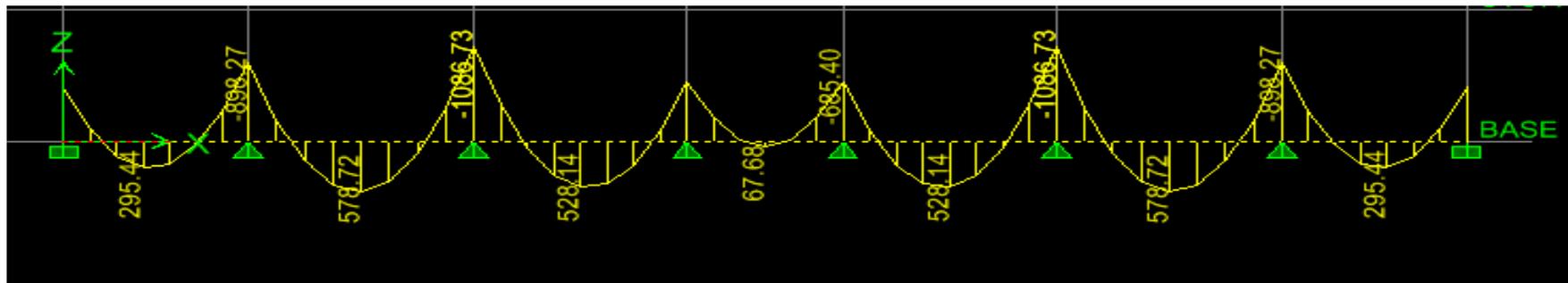
Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal

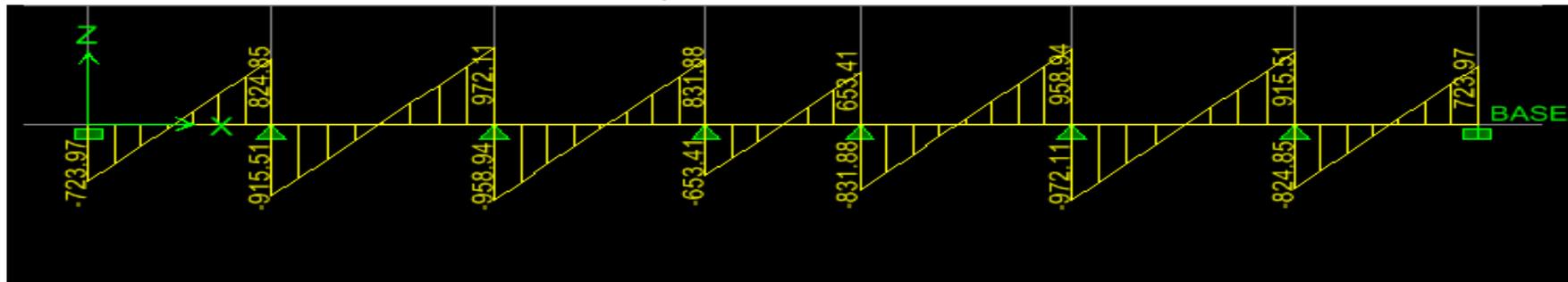
A. Diagramme des moments fléchissants (ELU).



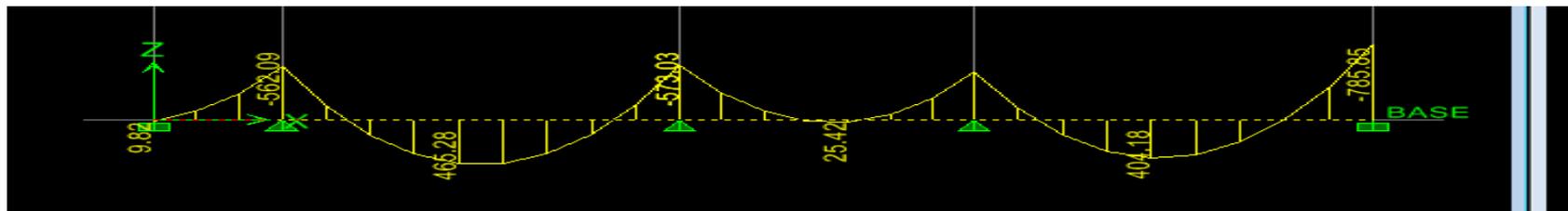
B. Diagramme des moments fléchissants (ELS).



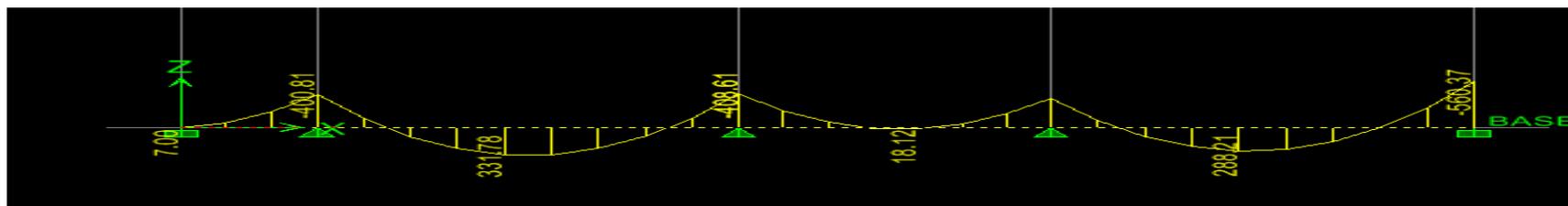
C. Diagramme des efforts tranchants (ELU).



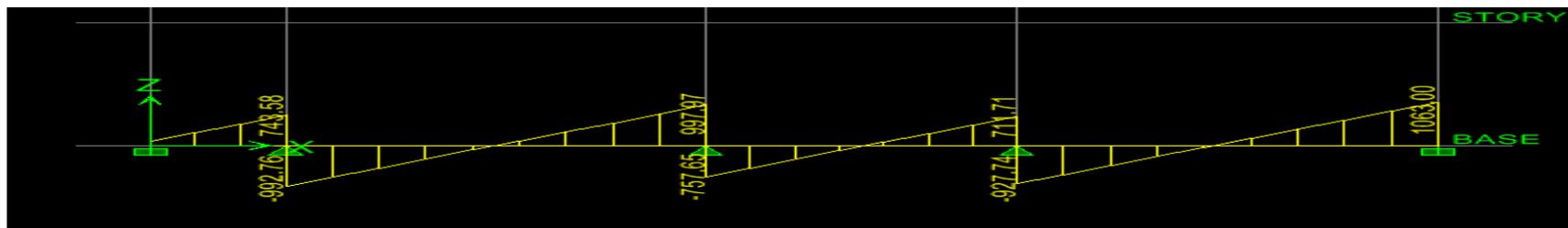
❖ Sens transversal



A. Diagramme des moments fléchissants (ELU).



B. Diagramme des moments fléchissants (ELS).



C. Diagramme des efforts tranchants (ELU).

A. Sens longitudinal.	B. Sens Transversal.
$M_{tu \max} = 383.94 \text{ kN.m.}$	$M_{tu \max} = 465.26 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 636.46 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 785.86 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 578.72 \text{ KN.m.}$	$M_{ts \max} = 331.78 \text{ KN.m.}$
$M_{as \max} = 1086.73 \text{ KN.m.}$	$M_{as \max} = 560.37 \text{ KN.m.}$
$T_{u \max} = 972.11 \text{ KN.}$	$T_{u \max} = 1063.00 \text{ KN.}$

1- Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 50 \text{ cm} \quad d = 82 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VII-4 : Ferrailage des nervures à l'ELU

		M (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{ado} (cm^2)
Sens longitudinal	Appui	636.46	0.13	0.930	23.98	8HA20	25.13
	Travée	383.94	0.08	0.958	14.04	8HA16	16.08
Sens transversal	Appui	785.86	0.16	0.912	30.19	8HA25	39.27
	Travée	331.78	0.06	0.969	11.99	8HA16	16.08

1- Vérifications à l'ELU

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{u \max} = 972.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{972.11 \times 10^3}{500 \times 820} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

❖ Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit un diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

On prend 2 cadres de $\phi = 10 \text{ mm}$

❖ Espacement des armatures

• Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 21,25 ; 30 \} = 21,25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

• Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 21,25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

❖ La quantité d'armatures transversales

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$

3- Vérification à l'ELS

➤ Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens longitudinal

✓ En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{383,94}{578,72} = 0,663$$

$$\alpha = 0,0104 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,0815$$

✓ En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{636,46}{1086,73} = 0,58$$

$$\alpha = 0,01748 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,041$$

❖ Sens transversal

✓ En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{465.26}{331.78} = 1,40$$

$$\alpha = 0,21 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

✓ En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{785.85}{560.37} = 1,40$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

La condition $\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \right)$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les

contraintes dans le béton à l'ELS dans les deux sens.

❖ Vérification des contraintes dans le béton

Nous devons vérifier les contraintes tels que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100A_u}{b.d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_u} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Tableau VII-5 : Vérification des contraintes dans le béton

		ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
Sens XX	Appui	0.612	28.10	0.844	300.0	10.67	15	Vérifiée
	Appui	0.39	37.08	0.904	263.96	7.11		Vérifiée
Sens YY	Travée	0.957	50.79	0.924	216.57	4.26		Vérifiée
	Travée	0.612	50.79	0.924	142.88	2.81		Vérifiée

Conclusion

En tenant compte du RPA 99 Modifié 2003, on utilise les armatures de peau suivante :

$$A_p = \frac{3cm^2}{1 \times 0,7} = 4.29cm^2$$

Soit : 4 barres de HA12 avec des épingles de HA8

CONCLUSION

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant et le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.

Documents :

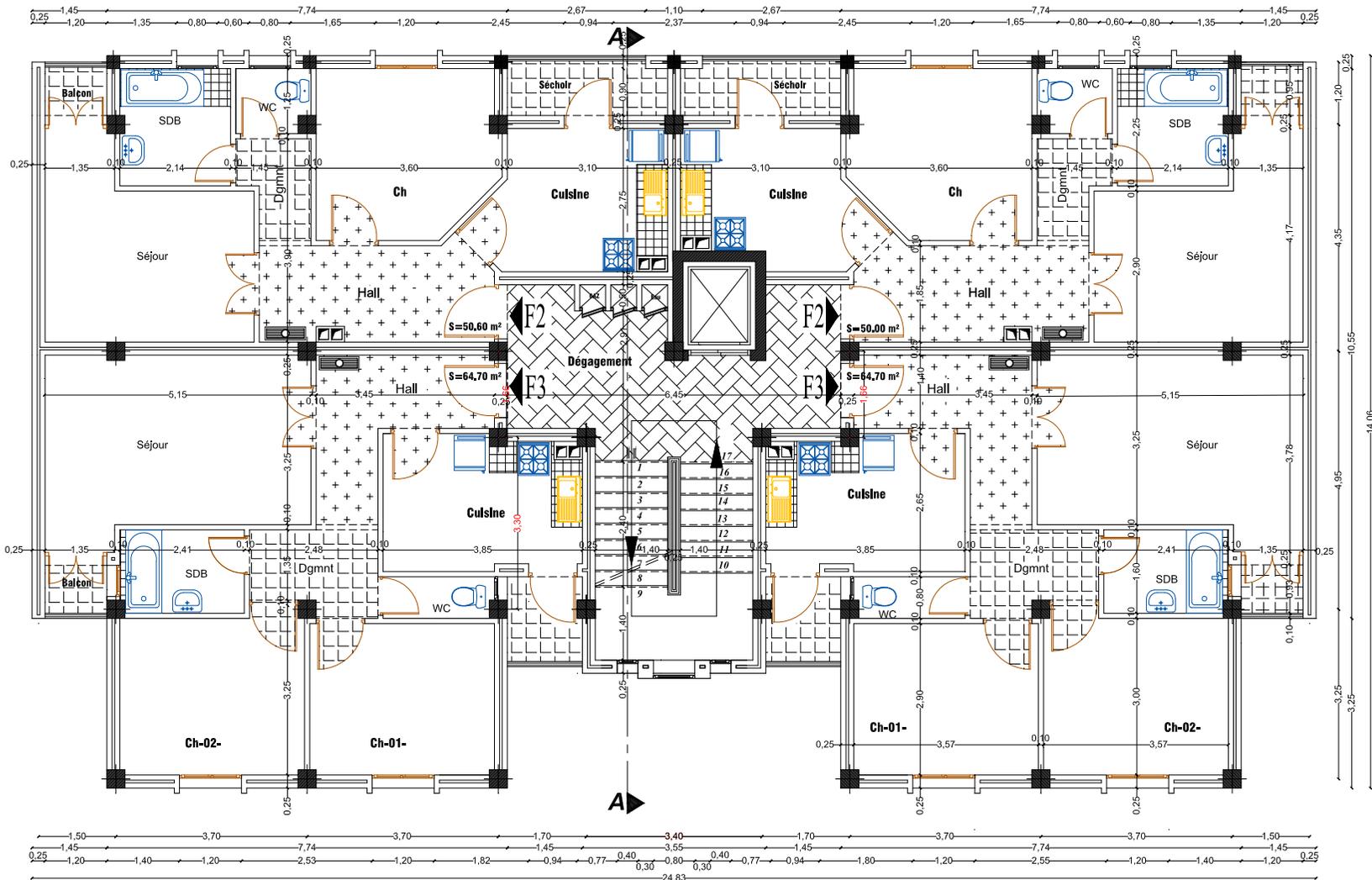
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanente et charge d'exploitation.

Logiciels :

- ✓ Logiciel ETABS
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL 2007
- ✓ WORD 2007
- ✓ AUTOCAD 2014

Ouvrages :

- ✓ Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé Albert FUENTES.
- ✓ Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.
- ✓ Les abaques de PIGEAUD.
- ✓ Cours et TD des années spécialités (RDM, BETON, DDS...)
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERRI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Départe

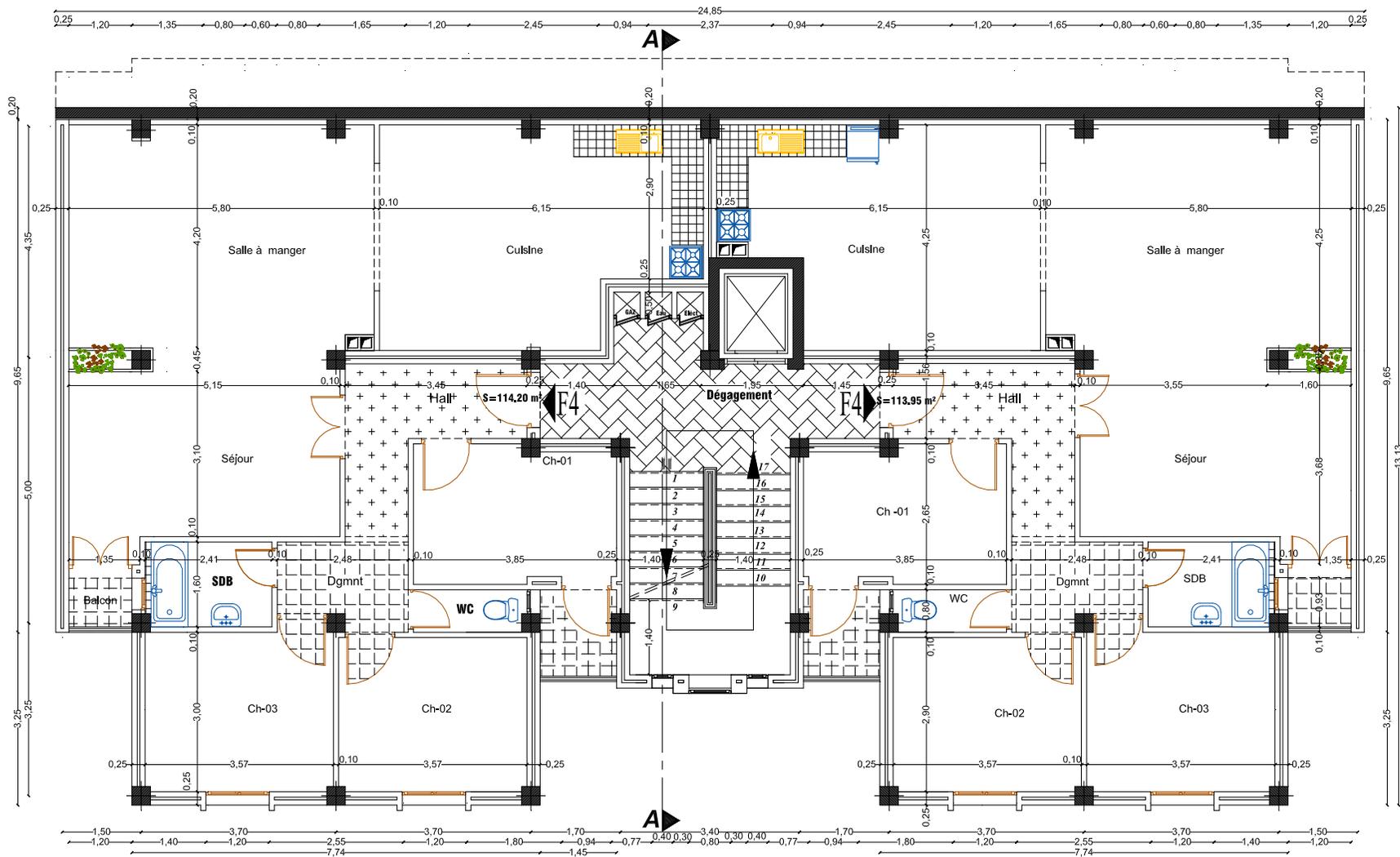
Encadré par :Mr MECHICHE

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

Created with



download the free trial online at nitropdf.com/professional



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Départ

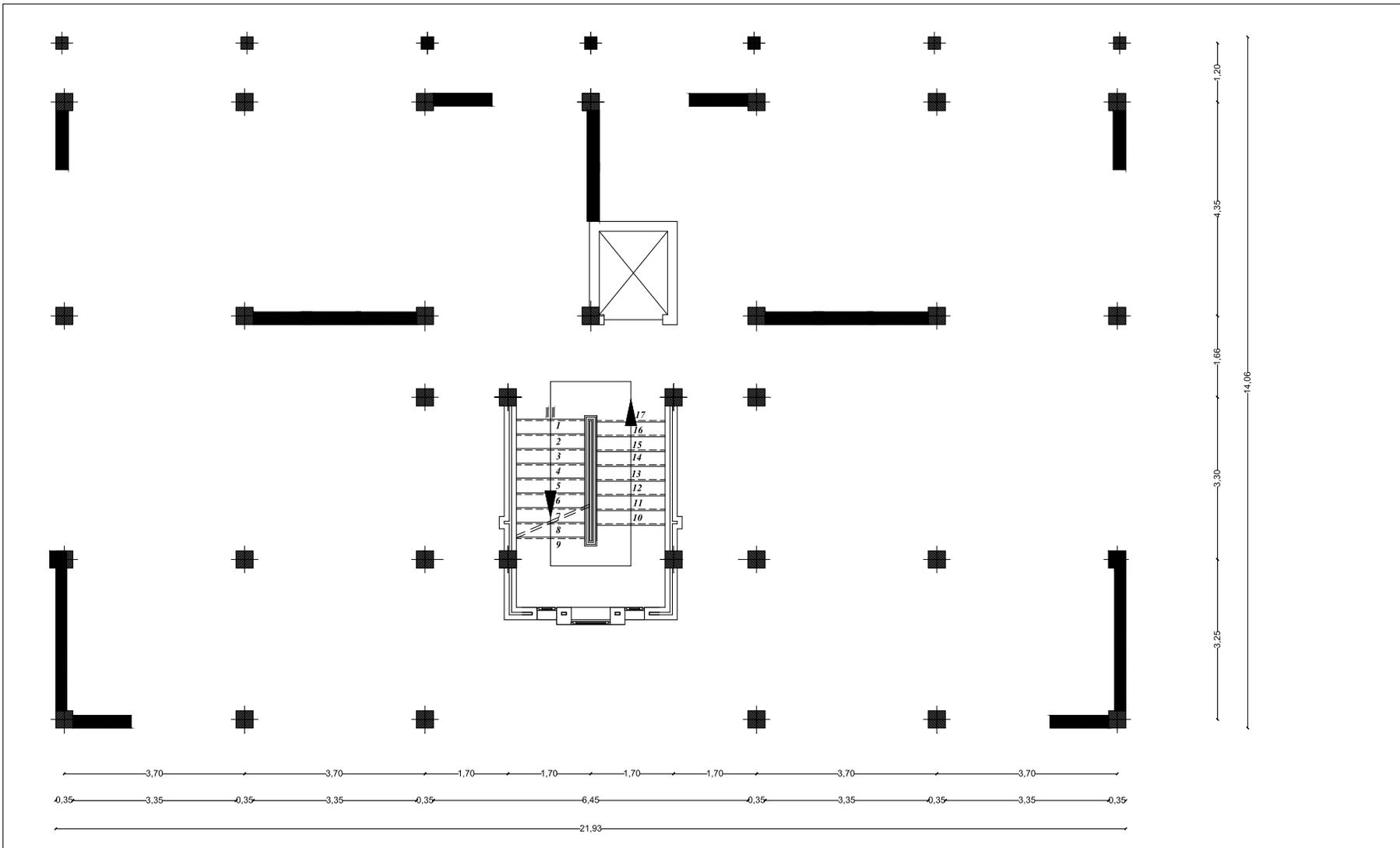
Encadré par :Mr MECHICHE

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

Created with



download the free trial online at nitropdf.com/professional



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMARI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département

Encadré par :Mr MECHICHE

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par :Mr MECHICHE

N de planche : E

Etudié par :

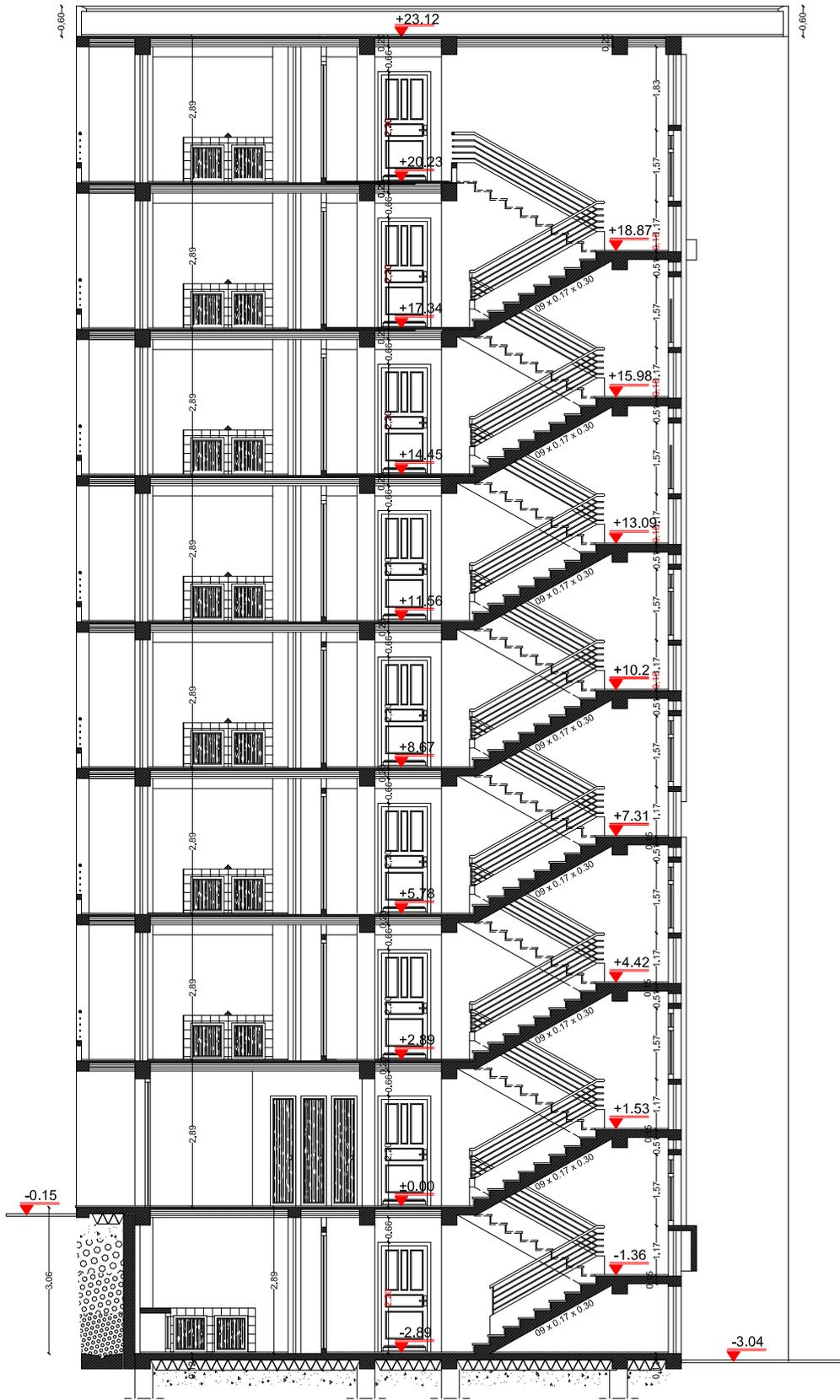
-KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

FACADE PRINCIPALE

Created with

 nitroPDF professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERRI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

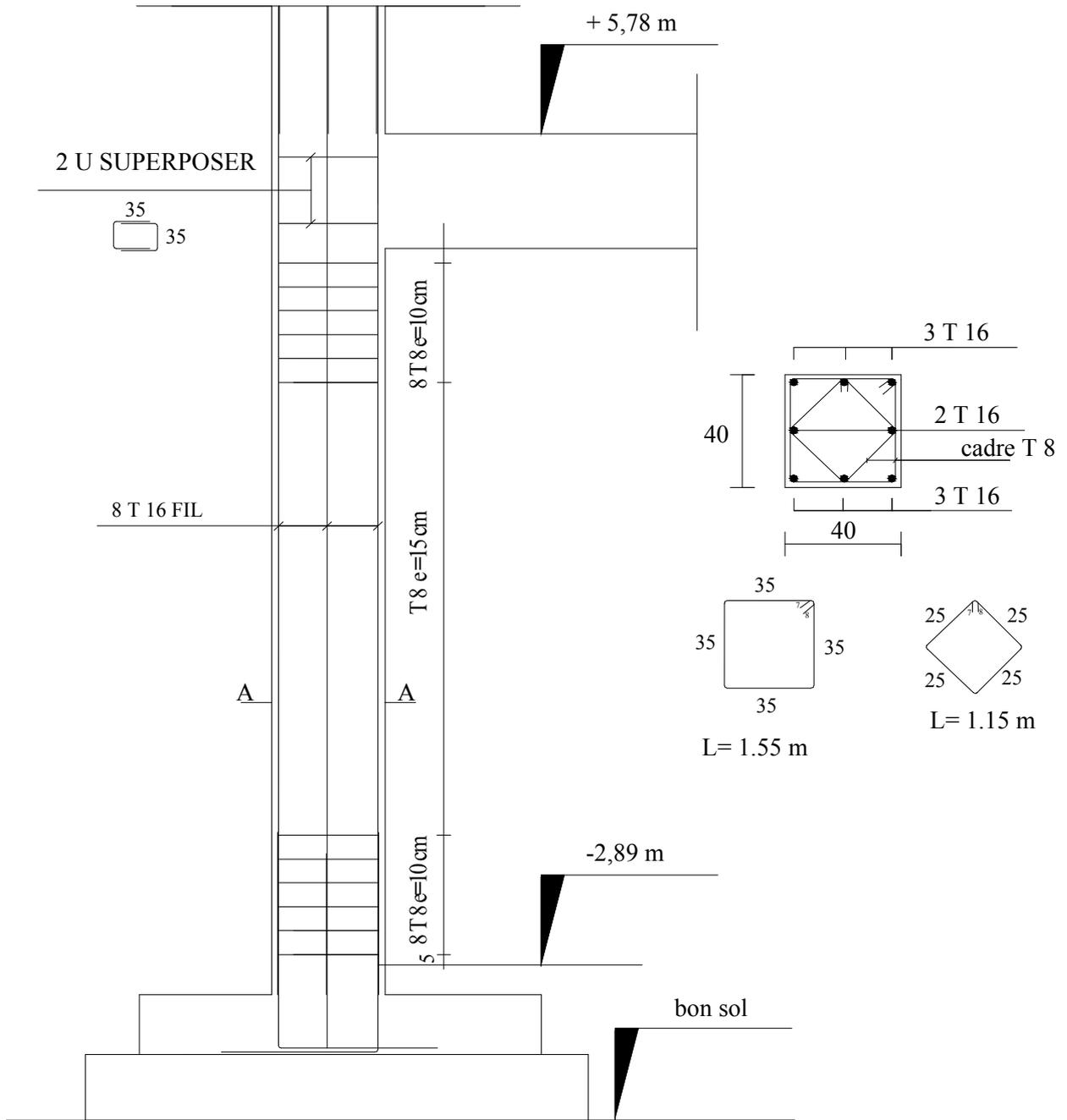
Encadré par : Mr MECHICHE

N de planche : F

Etudié par :

-KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

COUPE VERTICALE SUR ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMARI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par :Mr MECHICHE

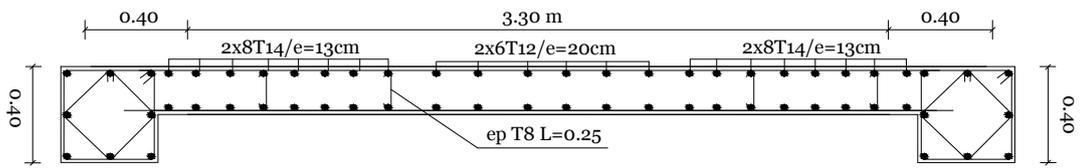
N de planche :

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

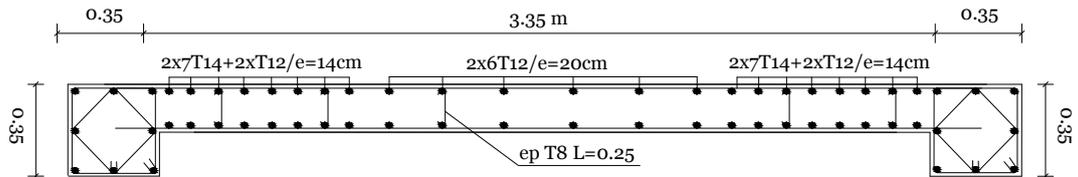
Ferraillage des Poteaux de la zone I

Created with

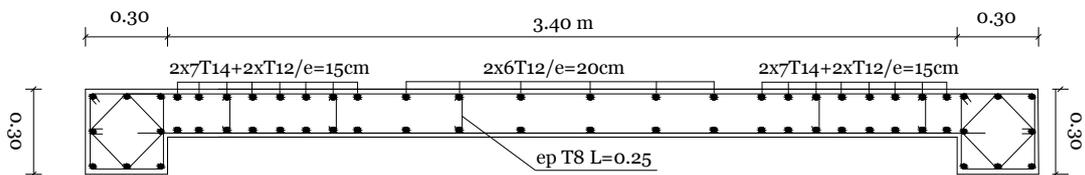
download the free trial online at nitropdf.com/professional



zone I: sous sol , RDC , Etage 01



zone II: Etage 2 , Etage 3 , Etage 4



zone III: Etage 5 , Etage 6 , Etage 7

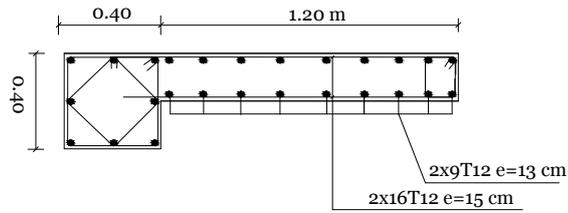
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMARI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par :Mr MECHICHE

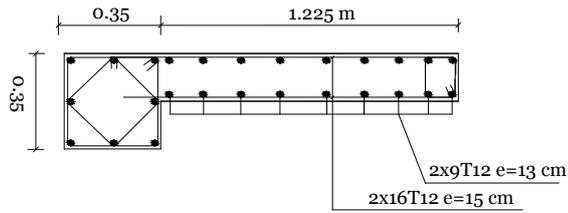
N de planche :

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

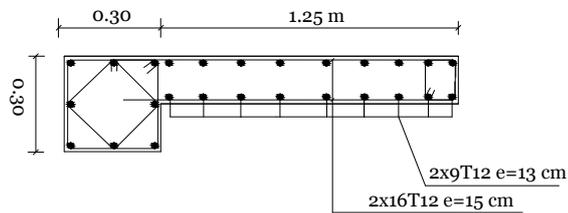
Ferraillage des voiles Longitudinaux
 VV₁ et VV₂



zone I: sous sol , RDC , Etage 01



zone II: Etage 2 , Etage 3 , Etage 4



zone III: Etage 5 , Etage 6 , Etage 7

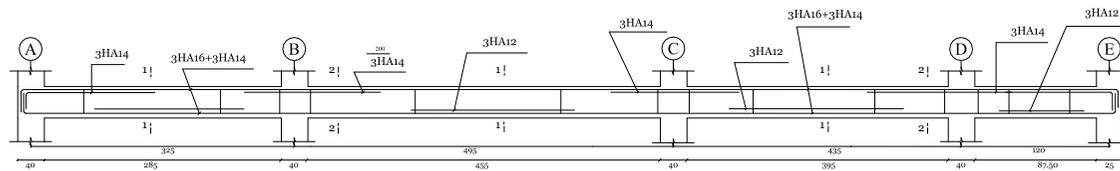
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par : Mr MECHICHE

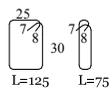
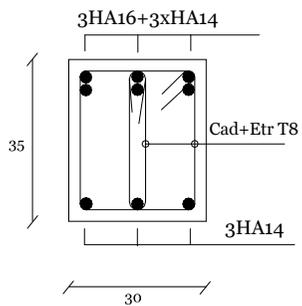
N de planche :

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

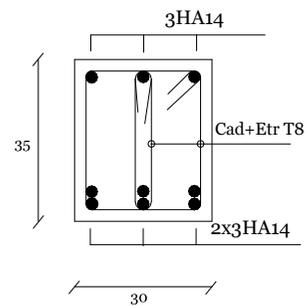
Ferraillage des voiles longitudinaux
 VX1 , VX2, VX5, VX6



Coupe2-2



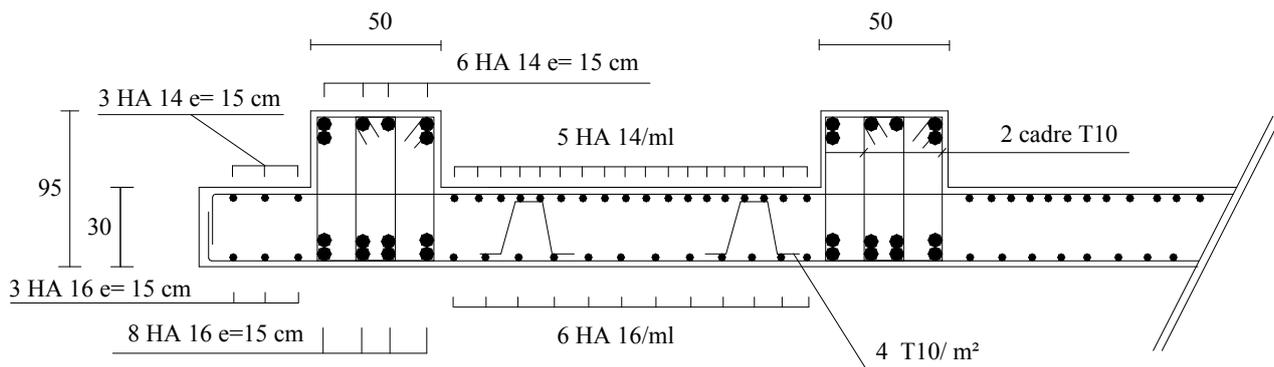
Coupe1-1



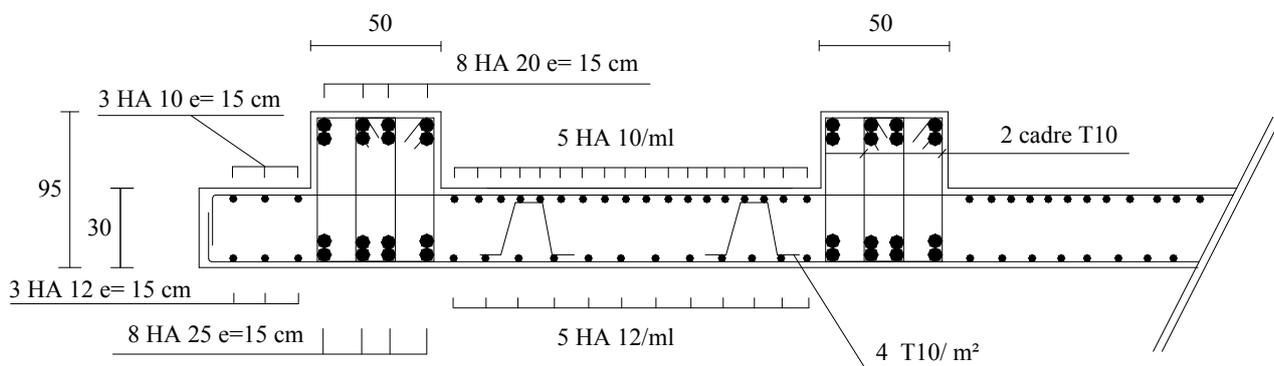
Created with

nitroPDF professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional



FERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y

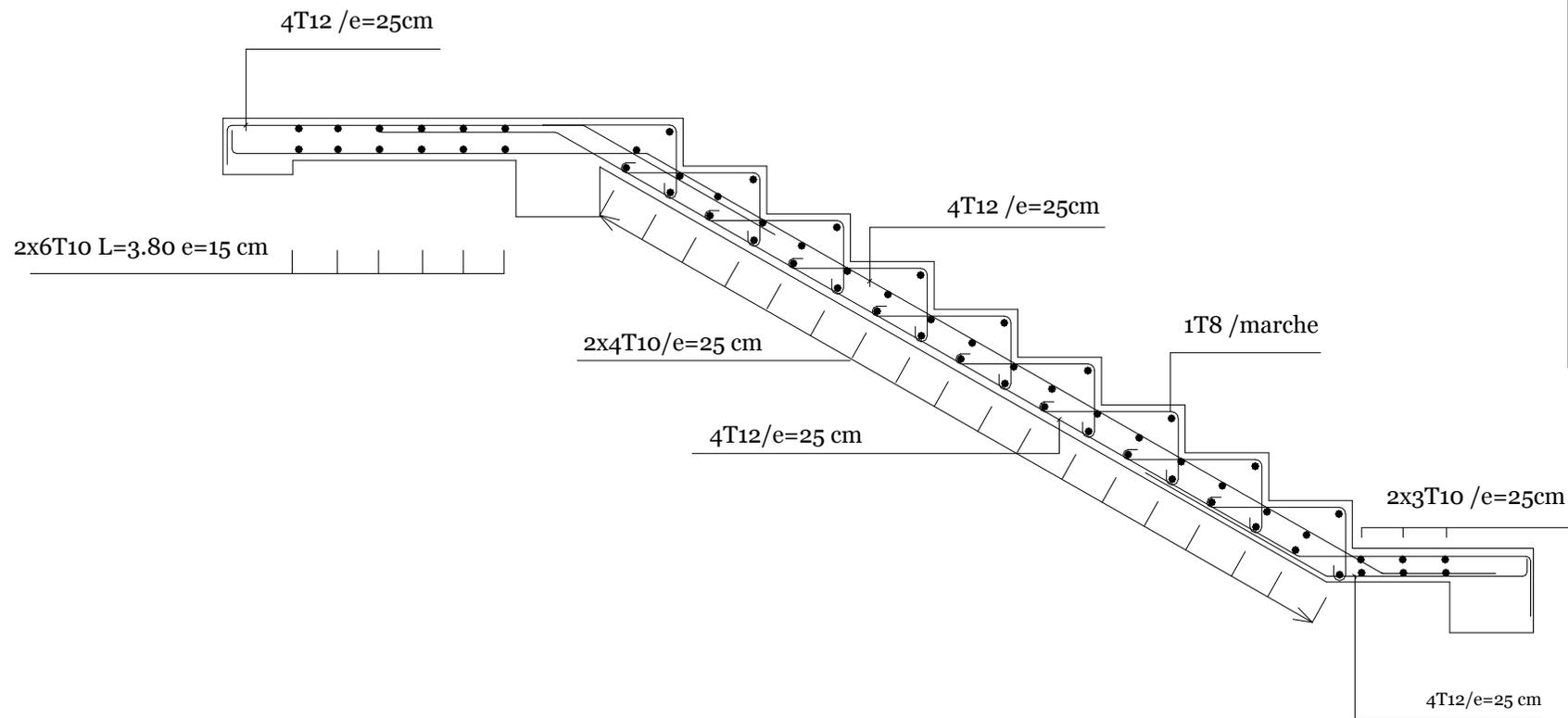
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERRI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par :Mr MECHICHE

N de planche :

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE

Ferrailage du Radier



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par : Mr MECHICHE
 N de planche :

Etudié par :
 -KAHLOUCHE HAMZA
 -ISSAD MEZIANE
 Ferrailage des escaliers