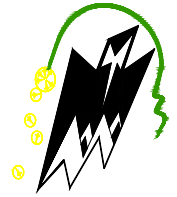


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

*Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil*



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

THEME

***Etude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple
(habitation, service et commercial) à ossature mixte
avec le logiciel ETABS***

Etudié par: M^{elle} FELLAH Hadjira

Dirigé par : M^r ADJRAD

M^{elle} IBAOUENE Rachida

Année :2014/2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu qui nous a donné la force d'achever cette étude.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur Mr. ADJRAD pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également :

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

A Mr. OUGUEMAT d'APW de TIZI OUZOU.

A l'ENPI TIZI OUZOU, en particulier à Mr. TOUATI.

Aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

A tous nos amis.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

SOMMAIRE

- INTRODUCTION.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	1
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge	10
CHAPITRE III : Calcul des éléments	22
CHAPITRE IV : Etude au séisme	125
CHAPITRE V : Ferrailage des poutres	136
CHAPITRE VI : Ferrailage des poteaux	148
CHAPITRE VII : Ferrailage des voiles	164
CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure	180

- CONCLUSION.

- BIBLIOGRAPHIE.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec service et commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 9 étages, en cours de réalisation à Tizi Ouzou.

I-1-Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poutres ; poteaux ; voiles...), aux différents sollicitations (Flexion ; Compression...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés, de leurs dimensions et caractéristiques.

- Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (RPA 99 mod 2003, BAEL...) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-2-Présentation du bâtiment :

- Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R + 9), en béton armé.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I-3-Dimension en élévation :

- Hauteur total de bâtiment H=35.02m.
- Hauteur de RDC h₁=4.08m.
- Hauteur de l'étage de service h''=3.40m.
- Hauteur des étages courants h=3.06m.

I-4-Les éléments de l'ouvrage :

I-4-1-L'ossature : le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et des poutres forment un système de portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal forment ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

I-4- 2-Les planchers : sont des aires généralement plane limitant les étages.

- Les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, ils assurent deux fonctions importantes :
 - ✓ Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
 - ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

I-4- 3-La maçonnerie : les murs extérieurs seront réalisés en double cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame de 5 cm.

-Les murs intérieurs seront de simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I-4- 4-Les escaliers : le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment, ils sont réalisés en béton armé.

I-4- 5-Les voiles : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I-4-6-Cage d'ascenseur : notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I-4- 7-Les revêtements:

- *Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- *Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.
- Les balcons sont réalisé en dalle-pleine.

I-4-8-les enduits :

- *Mortier de ciment pour les murs de façades, cage d'escaliers et les locaux humides.
- *Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-5- Les caractéristiques des matériaux :**A-Béton :**

A- 1- Définition : le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels ou artificiels agglomérés par un liant (ciment) et éventuellement d'adjuvants.

- Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 kg /m³ de ciment CPA325.

A-2- Le dosage (terme indicatif) :

-Pour 1m³ de béton :

*Granulats : -sable 380 à 450cm³.

-gravillons 750 à 850m³.

*Ciment : 300 à 400 kg.

*Eau : 140 à 200 L.

*Adjuvants(Retardateur; Accélérateur; Entraîneur d'air ...).

La réalité pratique conduit vers le rapport suivant : $\frac{E}{C}=0.5$.

- Le béton possède une grande résistance à la compression (20 à 40 Mpa) et une faible résistance à la traction(2 à 4 Mpa).

A-3-La résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à l'âge de 28 jours.

$f_{c28}=25\text{Mpa}$.

❖ LA Résistance de béton à la compression :

Si $j < 28$ jours.

*Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa.

On a : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ (Art A-2.1.11 BAEL91 mod99).

*Pour $f_{c28} > 40$ MPa.

On a : $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$ (Art A-2.1.11 BAEL91 mod 99).

Si $j > 28$ jours.

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Avec : f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jours.

A-4-La résistance caractéristique à la traction :

-La résistance caractéristique à la traction du béton est d'environ $1/10^{\text{eme}}$ de sa résistance à la compression.

Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}. \quad (\text{Art A-2.12 BAEL91 mod99}).$$

Avec : f_{tj} : la résistance à la traction à j jours.

Dans notre cas :

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

A-5-Contrainte à la compression :

- a) **Etat limite ultime(ELU)** : il correspond à la perte d'équilibre statique, et effet unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL91 mod99}).$$

Avec:

θ : Coefficient dépendant de l'application des combinaisons d'action (durée de la charge).

On a :

- ✓ $\theta = 0.85$ quand $t \leq 1$ h.
- ✓ $\theta = 0.90$ quand $1 \text{ h} \leq t \leq 24$ h.
- ✓ $\theta = 1.00$ quand $t > 24$ h.

Et γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

à $j=28$ jours en situation courante ($\gamma_b = 1.5$) et durable ($\theta = 1$).

On a :
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \approx 14.2 \text{ MPa.}$$

A-6-Diagramme contrainte-déformation : (Art A.4.3 ,4 BAEL91 mod99).

-Le diagramme est composé :

*D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (c'est l'état élastique).

*D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ (c'est l'état plastique).

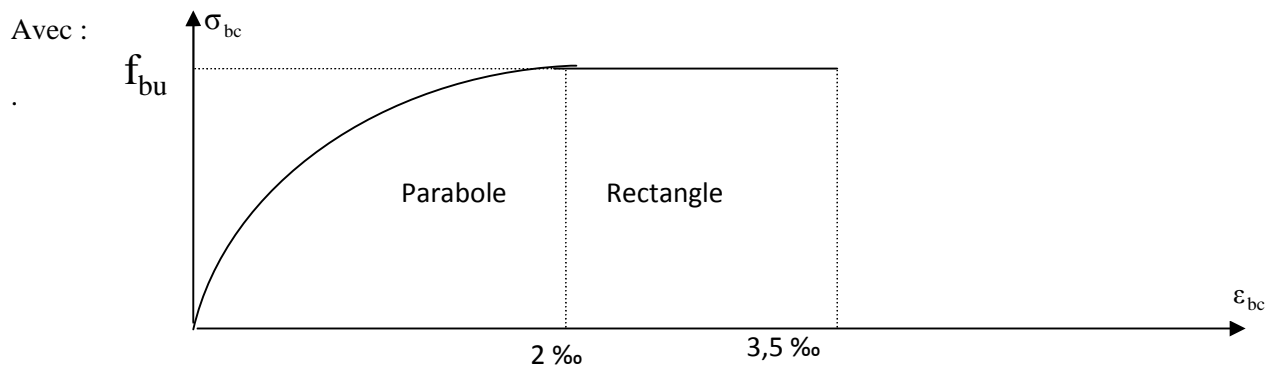


Fig. I-1 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU (Parabole – rectangle).

- b) **Etat limite de service (ELS) :** c'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limite de fissuration et de déformation.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}.$$

Avec :

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

à $j=28$ jours ;

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

A-7-Diagramme contrainte-déformation :

Avec $\frac{E_c}{E_b}$ est appelé coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15.$$

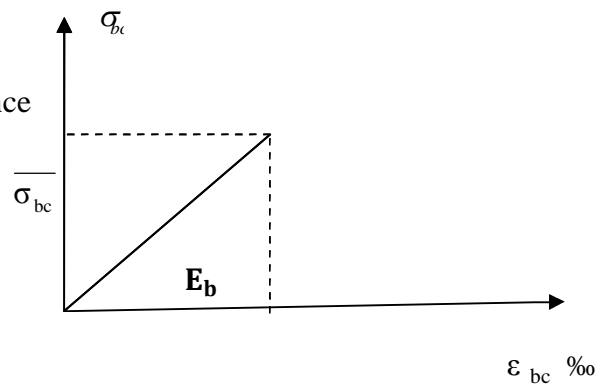


Fig I-2 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

A-8-Module de déformation :**a) –Déformation instantanée :**

On distingue 2 déformations instantanées :

a-Déformation longitudinale.

b-Déformation transversale.

****Module de Déformation longitudinale :** on admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 h.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{Art A-2.1.21BAEL91 mod99}).$$

i: instantanée.

**** Module de déformation transversale :** d'après la règle (Art .2.1.3BAE91 mod 99) le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : coefficient de poisson.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}.$$

- $\nu=0$ (ELU). Pour le calcul des sollicitations. (**Art A2.1.3 BAEL91 mod99**).
- $\nu=0.2$ (ELS). Pour le calcul des déformations.

b)-Déformation différée : C'est une déformation longitudinale à longue durée.

- Le module de déformation longitudinale à longue durée est donné par :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A-2.1.22 BAEL91 mod99}).$$

Pour les charges de longue durée d'application à $j=28$ jours ;

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

B-Acier :

B-1- Définition : L'acier est un alliage métallique principalement de fer et de carbone.

- Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.
- En général les aciers utilisés sont de type :

*Acier haut adhérence HA : sont des aciers a haute résistance ; se divise en 2 nuances :

$$\text{FeE 400} \longrightarrow f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\text{FeE 500} \longrightarrow f_e = 500 \text{ Mpa.}$$

*Les treillis soudés (Fe 520): sont composés de fils porteur de diamètre plus faible.

- ✓ f_e : limite élastique dans le temps.

B- 2-Module de déformation longitudinale :

Pour tout les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.} \quad (\text{Art A2.2.1 BAEL91 mod99}).$$

B-3-Coefficient de Poisson :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers pris égal à **0.3**.

B-4-Les contraintes limites :

- **A l'ELU:** (Art A .4.3.2 BAEL91 mod99).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec:

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **A l'ELS:** (Art A.4.3.2 BAEL91 mod99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures)

D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissurations.

a-Fissuration peu nuisible : Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer sauf que :

$$\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 mod99}).$$

b- Fissuration préjudiciable: Cas des éléments exposés aux intempéries, risqué d'infiltration:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

Avec : $\eta \equiv$ Coefficient de fissuration.

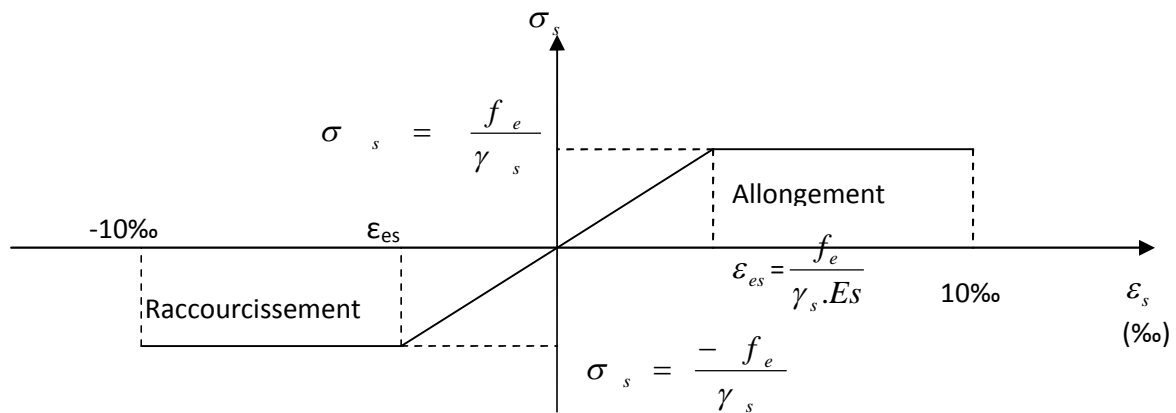
$\eta=1.00$ Pour les aciers ronds lisses (r.l).

$\eta=1.60$ Pour les aciers hautes adhérences (H.A).

c-Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments qui doivent assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = 0.8 \times \left(\min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \right). \quad (\text{Art A4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{1}{2} f_e, \max(0.4 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right].$$

B-5- Diagramme contrainte-déformation de l'acier : (Art A.2.2.2BAEL91 mod99).**Fig I-3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier.****B-6- Protection des aciers : (Art A 2.2.2 BAEL91 mod99).**

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

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
 - **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
 - **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
 - **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.
- ✓ Dans notre structure on prend un enrobage : **C = 2 cm.**

II-Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empirique, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

*Sollicitations verticales (charge permanentes et surcharge d'exploitation).

*Sollicitations horizontales (séisme).

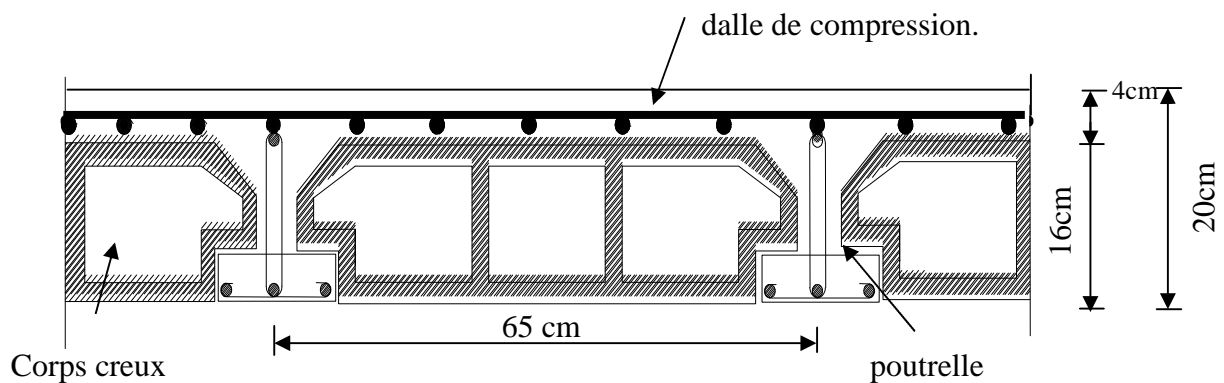
❖ Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conformé aux règles

BAEL91, CBA93, RPA V2003.

II-1-planchers :

1-1-Planchers en corps creux :

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.



FigII-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

Dans le présent projet :

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55 \text{ cm.}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4)

i.e. : 16 cm pour les corps creux et 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

II-2- Poutres :

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h.$$

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

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

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

II-2-1) Poutres porteuses :

Ce sont les poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 430 - 25 = 405 \text{ cm}.$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 40.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

II-2-2) Poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L = 420 - 25 = 395 \text{ cm}.$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}.$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 25 \text{ cm}.$$

II-2-3) Vérification des conditions exigées par le RPA 2003:

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.4	Vérifiée

Tableau II-1- Vérification des conditions exigées par le RPA2003.

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

*Poutres principales (30x40) cm².

*Poutres secondaires (25x35) cm².

II-3- Voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de RPA 99 V2003.

L'épaisseur (a) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

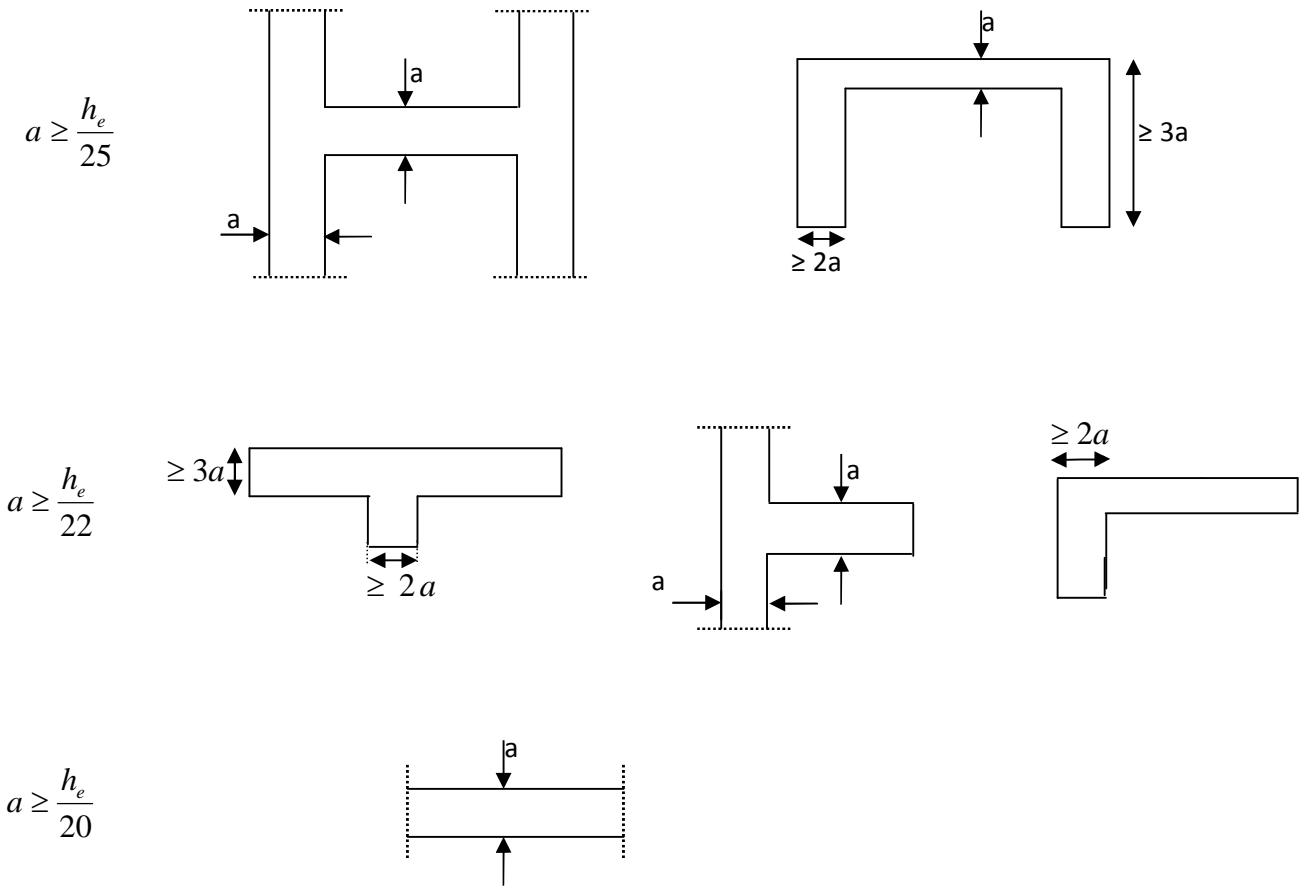


Fig-II-2 - Coupe de voile en plan

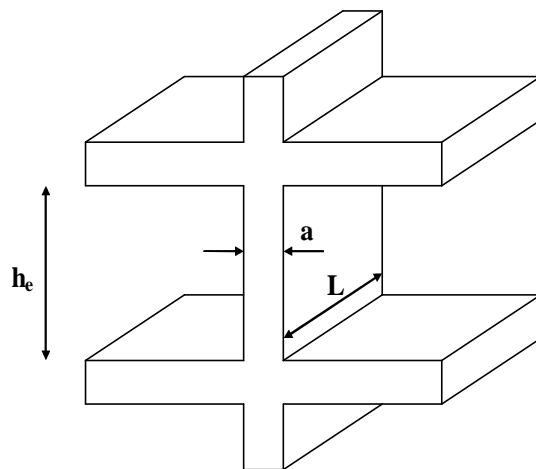


Fig-II-3-coupe de voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$a \geq \max (h_e/25 , h_e/22, h_e/20) \Rightarrow a \geq h_e/20$$

$$h_e = h - e_p$$

h_e : Distance entre-étage.

a : Epaisseur du voile.

h : Hauteur d'étage.

e_p : Epaisseur de la dalle.

- **Etage courant**

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

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

- **Rez de chaussée :**

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

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

- **Etage de service :**

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 16 \text{ cm.}$$

*Finalement on adopte pour tout les voiles **a=20cm**

II-4- Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$).

Avec N_s : effort normal repris par le poteau.

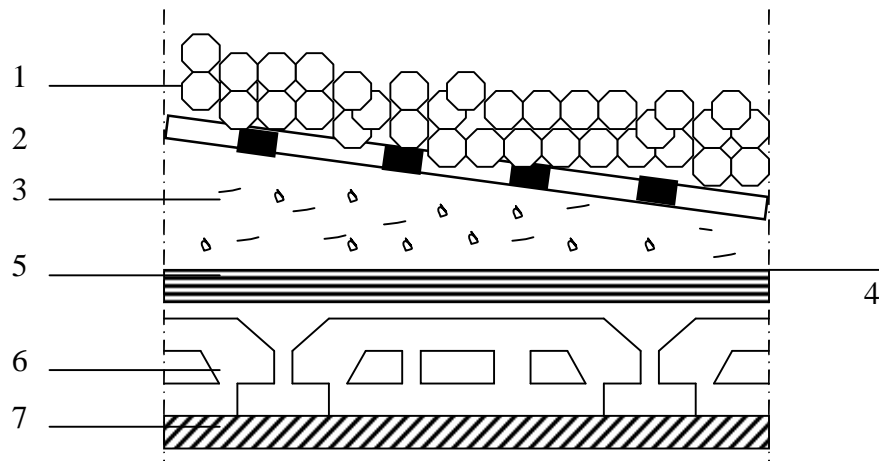
G : charge permanente.

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « **D3** ».

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

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

II-5- Détermination des charges et surcharges :**II-5-1 : charge permanente :****a)- Plancher terrasse inaccessible :****FigII-4- Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.**

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>ρ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	/	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.73

Tableau II-2-Charges permanentes du plancher terrasse.

b)- Plancher étage courant :

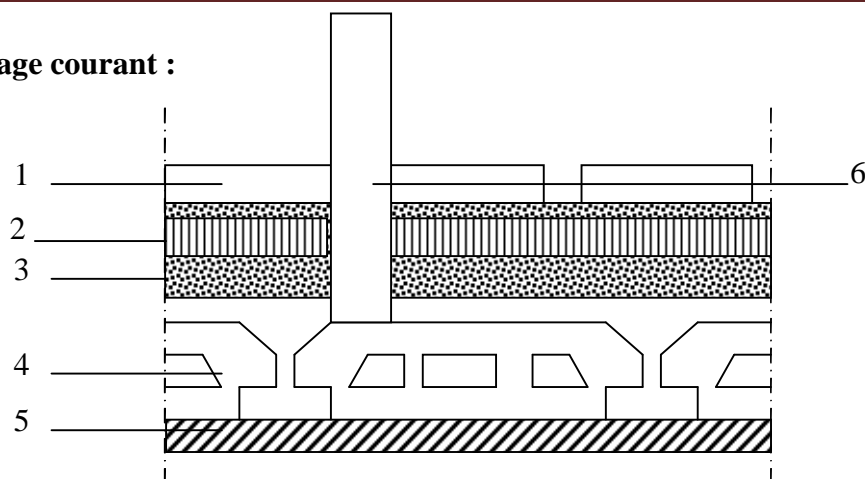


Fig II-5- Coupe verticale du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_t				5.11

Tableau II-3-Charges permanentes du plancher étage courant.

II-5-2 - Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	3.5
Plancher étage de service	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
Acrotère	1

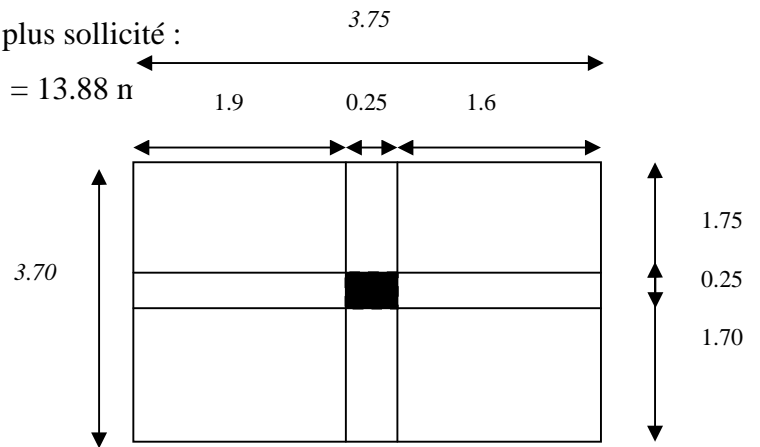
Tableau II-4--Charges d'exploitation des déférentes éléments.

II-5-3- Descente de charge :**a)- Surface d'influence :**

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est : 3D

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S = [(2.15+1.85)-0.25] \times [(2+1.95)-0.25] = 13.88 \text{ m}^2$$



FigII-6- Surface d'influence

b) – Calcul des Poids propre des éléments :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_t = 5.73 \times 13.88 = 79.53 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G_c = 5.11 \times 13.88 = 70.93 \text{ KN.}$$

- **Poutres :**

. **Poutres porteuses :**

$$G_{pp} = [(25 \times 0.30 \times 0.40) \times (2.15 + 1.85 - 0.25)] = 11.75 \text{ KN.}$$

. **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = [(25 \times 0.25 \times 0.35) \times (1.95 + 2 - 0.25)] = 8.09 \text{ KN.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 20.14 \text{ KN.}$$

- **Poteaux :**

*Etage courant :

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN.}$$

*Rez de chaussé :

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.37 \text{ KN}$$

*Etage de service :

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.40 = 5.31 \text{ KN.}$$

c)-surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q_t = 1 \times 13.88 = 13.88 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_c = 1.5 \times 13.88 = 20.82 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage à usage de service :**

$$Q_s = 2.5 \times 13.88 = 34.7 \text{ KN.}$$

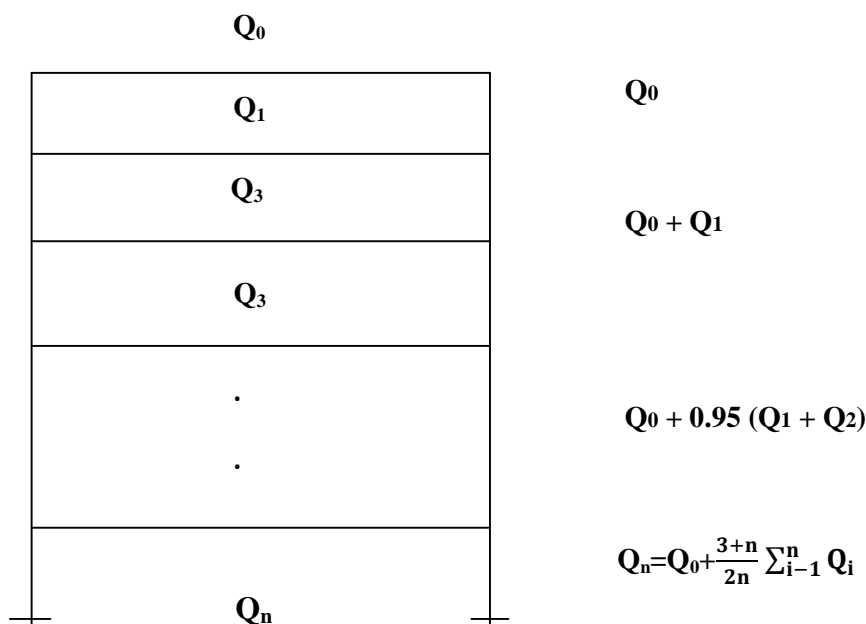
- **Plancher de RDC :**

$$Q_{RDC} = 3.5 \times 13.88 = 48.58 \text{ KN.}$$

➤ **Loi de dégression des surcharges :**

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 considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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



Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

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

➤ **Coefficient de dégression de surcharge :**

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

❖ **Tableau de dégression de surcharge :**

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
10	Q_0	13.88
9	$Q_0+Q_1=13.88+20.82$	34.70
8	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=13.88+0.95(20.82+20.82)$	53.44
7	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=13.88+0.90(3 \times 20.82)$	70.99
6	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=13.88+0.85(4 \times 20.82)$	84.67
5	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=13.88+0.80(5 \times 20.82)$	97.16
4	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=13.88+0.75(6 \times 20.82)$	107.57
3	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=13.88+0.714(7 \times 20.82)$	117.99
2	$Q_0+0.687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=13.88+0.687(8 \times 20.82)$	128.31
1	$Q_0+0.666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=13.88+0.666(8 \times 20.82+48.6)$	157.16

Tableau II-5- La dégression de la surcharge.

❖ Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ KN	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{umulée}	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée	Section adoptée
9	79.53	19.34	/	98.87	98.87	13.88	13.88	112.75	75.17	35 x 35
8	70.93	19.34	4.78	95.05	193.92	20.82	34.70	228.69	152.40	35 x 35
7	70.93	19.34	4.78	95.05	288.97	20.82	55.52	344.49	229.66	35 x 35
6	70.93	19.35	4.78	95.05	384.02	20.82	76.34	460.36	306.91	35 x 35
5	70.93	19.34	4.78	95.05	479.07	20.82	97.16	576.23	384.15	40x 40
4	70.93	19.34	4.78	95.05	574.12	20.82	117.98	692.10	461.40	40 x 40
3	70.93	19.34	4.78	95.05	669.17	20.82	138.8	807.97	538.65	40 x 40
2	70.93	19.34	4.78	95.05	764.22	20.82	159.62	923.84	615.89	40x40
1	70.93	19.34	5.31	95.58	859.80	20.82	180.44	1040.24	693.49	45x 45
R D C	70.93	19.34	6.37	96.64	956.44	48.60	229.02	1185.46	790.31	45 x 45

Tableau II-6-La descente de charge et le choix des sections des poteaux.

II-6-Vérification des conditions exigées par RPA :

- $\min(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées et vérification	Observations
35×35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ $\text{Min}(b_1, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Conditions vérifiées
40×40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ $\text{Min}(b_1, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Conditions vérifiées
45×45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ $\text{Min}(b_1, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} > 25\text{cm}.$ $\frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} < 45\text{cm}.$ $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} < 45\text{cm}.$ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	Conditions vérifiées

Tableau II-7-Vérification des conditions exigées par RPA

****Les vérifications au flambement :**

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux du à l'effort normal axial il faut que l'élanement λ satisfaisse la condition suivante :

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

Avec :
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^4}{12b^2}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

i : Rayon de giration.

B : Section transversale du poteau ($B=b^2$).

I : Moment d'inertie du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$).

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \sqrt{12} \frac{0.7l_0}{b} = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

▪ Pour le 5^{eme} au 8^{eme} étage :

✓ Poteau (35x35)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.35} = 21.16 < 50$.

▪ Pour le 1^{er} au 4^{eme} étage :

✓ Poteau (40x40)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.40} = 18.50 < 50$.

▪ Pour l'étage de service :

✓ Poteau (45x45)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.40}{0.45} = 18.28 < 50$.

▪ Pour le RDC :

✓ Poteau (45x45)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{4.08}{0.45} = 21.94 < 50$.

➤ **Conclusion :**

Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

III-Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments secondaires de la structure ; ces derniers sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 mod 99).

III -1- Calcule des planchers :**III-1-1-Plancher en corps creux :**

Notre projet est constitué de planchers en corps creux (16+4) cm qui sont formés de :

a-Nervures : appelés «poutrelles» qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.

b-Corps creux : ils sont utilisés comme coffrage perdu, et comme isolation thermique et phonique.

c-D'une dalle de compression en béton armé : elle est armé d'un quadrillage d'armature qui a pour rôle :

- * Limiter les risques de fissurations par retrait.
- * Assurer la répartition entre poutrelles.
- * Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

A-Ferraillage de la dalle de compression : (Art B.6.8, 423BAEL91 mod99).

Elle a une épaisseur de 4 cm.

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, dans les mailles du quadrillage ne doit pas dépasser les démentions suivantes :

- 20 cm → pour les armatures \perp aux poutrelles A_{\perp} .
- 33 cm → pour les armatures \parallel aux poutrelles A_{\parallel} .

A-1-Calcul des armatures \perp aux poutrelles :

$$*Si \quad l' \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

$$*Si \quad 50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' : Entre axe des poutrelles $l'=65 \text{ cm}$.

f_e : Limite d'élasticité [Mpa] $f_e=520 \text{ MPa}$.

$$\text{Dans notre cas } 50 \text{ cm} \leq l'=65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

A.N:

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

$$\Rightarrow \text{Soit } A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

A-2-Calcul des armatures // aux poutrelles :

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

$$\text{A.N: } A_{//} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } A_{//} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

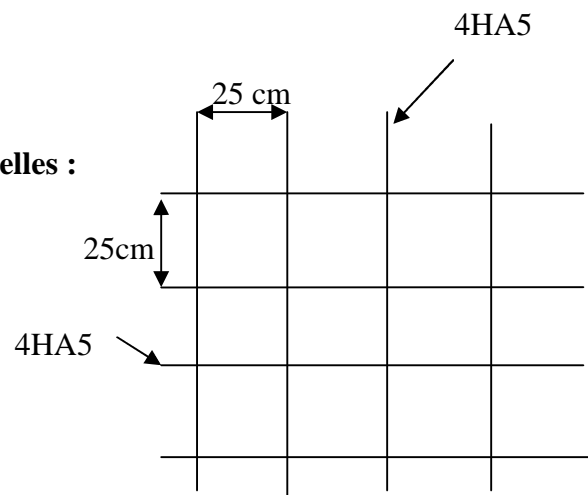


Fig III-1-1- Ferrailage de dalle de compression

Avec un treille soudée.

B- Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes avant et après le coulage de la dalle de compression.

B-1-Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ces 2 extrémités

Celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

B-1-1-Chargement : charges et surcharges.

- Poids propre : $G=0.04 \times 0.12 \times 25=0.12$ KN/ml.
- Poids du corps creux $G'=0.95 \times 0.65=0.62$ KN/ml.
- Poids de l'ouvrier $Q=1$ KN/m² $\times 1$ m=1KN/ml.

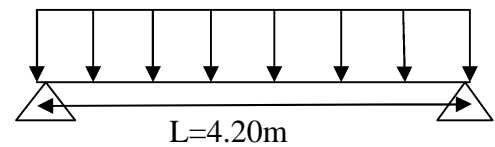
B-1-2-Ferraillage à l'ELU :**a)-Combinaisons des charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \Rightarrow \quad q_u=2.50 \text{ KN/ml.}$$

✓ Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

***Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.2^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m.}$$

***Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.2}{2} = 5.25 \text{ KN.}$$

Fig III-1-2- Schéma statique de la travée

La plus défavorable.

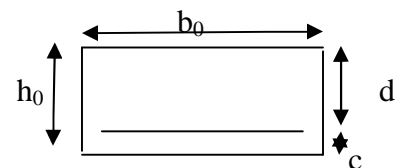
b)-Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage $c=2$ cm , $h_0=4$ cm

$$d=h_0-c=4-2=2 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.08 \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \theta} f_{c28}.$$

$\mu_b=8.08 \gg 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).



Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage (étais intermédiaire) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

B-2-Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis.

Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles, ces dernières doivent reprendre leur poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression.

B-2-1-Chargement : charges et surcharges.

Nous considérons pour les calculs, le plancher qui représente le cas le plus défavorable (le plus chargé) ; Dans notre cas c'est le plancher de RDC.

Avec : * Charge permanente $G=5.11 \times 0.65=3.32$ KN/ ml.

*Charge d'exploitation $Q=2.5 \times 0.65=1.62$ KN/ ml.

B-2-2-Combinaisons de charge :

ELU $\Rightarrow q_u=1.35 \times 3.32+1.5 \times 1.62=6.91$ KN/ ml.

ELS $\Rightarrow q_s=1 \times 3.32+1 \times 1.62=4.94$ KN/ ml.

B-2-3-Choix de la méthode de calcul:**a-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- **Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):**

- ✓ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$Q=1.62 < 3.32 \times 2=6.64 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow condition vérifiée.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

$$\frac{4.2}{3.3}=1.27 > 1.25 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode des trois (3) moments.

- ✓ **Principe de la méthode des 3 moments :**

*Aux appuis :

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

*En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 + \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\text{Et } \mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

Avec :

$\mu(x)$: Moment fléchissant isostatique.

La position du moment maximum :

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

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 à droite de l'appui i .

- Dans notre cas nous avons les mêmes charges à gauche et à droite de l'appui i .

$$\Rightarrow q_i = q_{i+1}$$

1) - Calcul des moments:

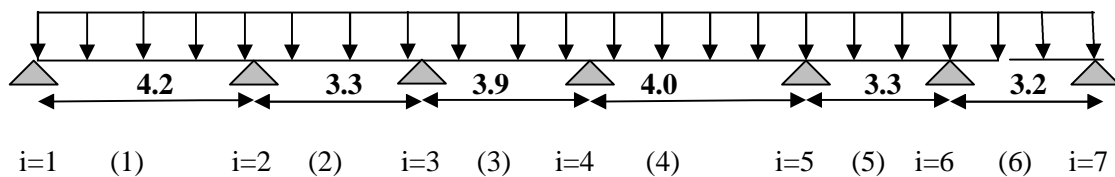


Fig III-1-3-schéma statique de la travée secondaire.

a)- Aux appuis :

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

- ✓ Pour l'appui $i=1$:
 $8.4M_1+4.2M_2=-127.99\dots\dots\dots(1).$
- ✓ Pour l'appui $i=2$:
 $4.2M_1+15M_2+3.3M_3=-190.07\dots\dots\dots(2).$
- ✓ Pour l'appui $i=3$:
 $3.3M_2+14.4M_3+3.9M_4=-164.55\dots\dots\dots(3).$
- ✓ Pour l'appui $i=4$:
 $3.9M_3+15.8M_4+4M_5=-213.03\dots\dots\dots(4).$
- ✓ Pour l'appui $i=5$:
 $4M_4+14.6M_5+3.3M_6=-172.64\dots\dots\dots(5).$
- ✓ Pour l'appui $i=6$:
 $3.3M_5+13M_6+3.2M_7=-118.69\dots\dots\dots(6).$
- ✓ Pour l'appui $i=7$:
 $3.2M_6+6.4M_7=-56.61\dots\dots\dots(7).$

❖ Résolution des équations :

$$(1) \Rightarrow M_1=-0.5M_2-15.24\dots\dots\dots(1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \Rightarrow M_2=-0.26M_3-9.77\dots\dots\dots(2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \Rightarrow M_3=-0.29M_4-9.80\dots\dots\dots(3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \Rightarrow M_4=0.27M_5-11.92\dots\dots\dots(4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \Rightarrow M_5=-0.24M_6-9.24\dots\dots\dots(5')$$

$$(5') \text{ dans } (6) \Rightarrow M_6=0.26M_7-7.22\dots\dots\dots(6')$$

$$(6') \text{ dans } (7) \Rightarrow M_7=-6.02\dots\dots\dots(7')$$

Après la résolution on trouve :

$$\mathbf{M_1=-11.24KN.m}$$

$$\mathbf{M_2=-7.99KN.m}$$

$$\mathbf{M_3=-6.96KN.m}$$

$$\mathbf{M_4=-9.71KN.m}$$

$$\mathbf{M_5=-7.87KN.m}$$

$$\mathbf{M_6=-5.64KN.m}$$

$$\mathbf{M_7=-6.02KN.m.}$$

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

$$M_1 = 11.24 - 1/3 (-11.24) = -7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.99 - 1/3 (-7.99) = -5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.96 - 1/3 (-6.96) = -4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9.77 - 1/3 (9.77) = -6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7.87 - 1/3 (-7.87) = -5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -5.64 - 1/3 (-5.64) = -3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -6.02 - 1/3 (-6.02) = -4.01 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

Appuis	L_i	L_{i+1}	q_i	Equations	M_i
1	0	4.2	6.91	$8.4M_1 + 4.2M_2 = -127.99$	-7.49
2	4.2	3.3	6.91	$4.2M_1 + 15M_2 + 3.3M_3 = -190.07$	-5.33
3	3.3	3.9	6.91	$3.3M_2 + 14.4M_3 + 3.9M_4 = -164.55$	-4.64
4	3.9	4	6.91	$3.9M_3 + 15.8M_4 + 4M_5 = -213.03$	-6.53
5	4	3.3	6.91	$4M_4 + 14.6M_5 + 3.3M_6 = -172.64$	-5.25
6	3.3	3.2	6.91	$3.3M_5 + 13M_6 + 3.2M_7 = -118.69$	-3.76
7	3.2	0	6.91	$3.2M_6 + 6.4M_7 = -56.61$	-4.01

b)-En travée :

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

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

Travée	L(m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	M_t (KN.m)
1-2	4.2	6.91	-7.49	-5.33	2.17	8.84
2-3	3.3	6.91	-5.33	-4.64	1.68	4.42
3-4	3.9	6.91	-4.64	-6.53	1.78	7.57
4-5	4	6.91	-6.53	-5.25	2.04	7.93
5-6	3.3	6.91	-5.25	-3.76	1.71	4.91
6-7	3.2	6.91	-3.76	-4.01	1.59	4.96

2)- Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx - q\frac{x^2}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

**Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	4.2	6.91	-7.49	-5.33	15.02	-13.99
2-3	3.3	6.91	-5.33	-4.64	11.61	-11.19
3-4	3.9	6.91	-4.64	-6.53	12.99	-13.96
4-5	4	6.91	-6.53	-5.25	14.14	-13.50
5-6	3.3	6.91	-5.25	-3.76	11.85	-10.95
6-7	3.2	6.91	-3.76	-4.01	10.98	-11.13

c)-Diagrammes des efforts internes :

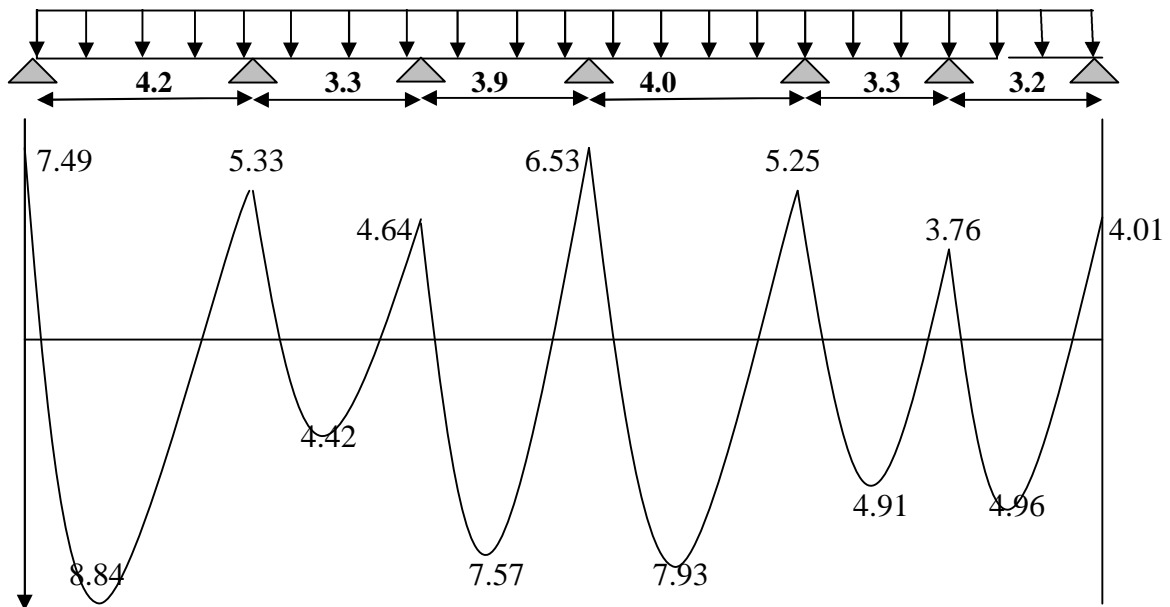
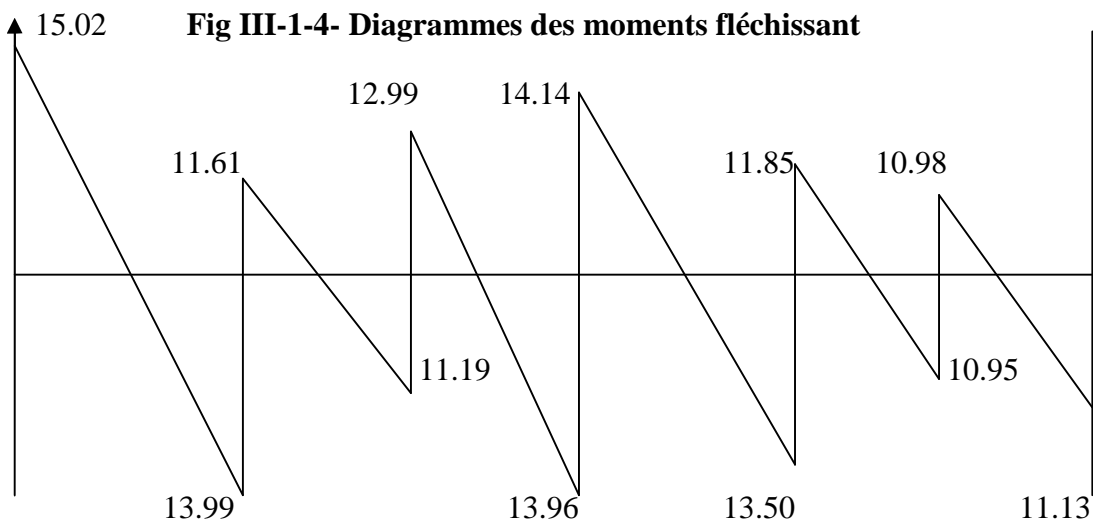


Fig III-1-4- Diagrammes des moments fléchissant



B-2-4-Ferraillage a l'ELU :**1)-Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65 \text{ cm} \quad b_0=12 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm} \quad h_0=4 \text{ cm} \quad d=0.9h=18 \text{ cm.}$$

a)-En travée:

$$M_{\max}^t = 8.84 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3.$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN .m.}$$

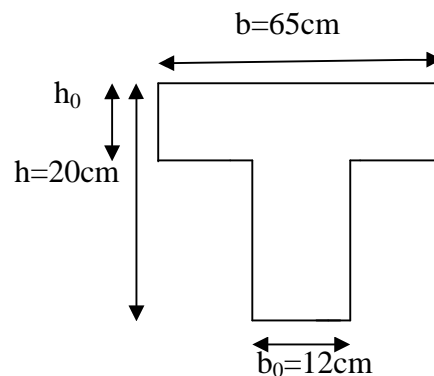


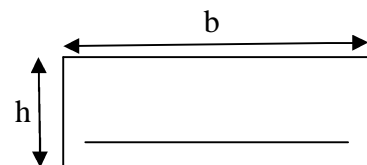
Fig. III-1-5- schéma statique de la poutrelle.

$M_0 = 59.072 > M_{\max}^t = 8.84 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de section (b*h)

Avec : b=65 cm ; h=20 cm.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{8.84 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.030.$$



$\mu = 0.030 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985.$$

$A_{sc}^t = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st}^t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.84 \times 10^5}{0.985 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15}} = 1.43$$

$$A_{st}^t = 1.43 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_{st}^t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

b)-Aux appuis :

$$M_{\max}^a = 7.49 \text{ KN.m.}$$

Comme la table de compression étant entièrement tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$) cm^2 .

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{7.49 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.136.$$

$\mu = 0.136 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_{sc}^a = 0.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_s} = 1.30.$$

$$A_{st}^a = 1.30 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{st}^a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

❖ Conclusion :

En travée : $A_{st}^t = 2.35 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_{st}^a = 1.57 \text{ cm}^2$.

2)-Armatures transversales :

$$\phi_t = \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_1^{\max}).$$

Avec ϕ_1^{\max} : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_1^{\max} = 10 \text{ mm} = 1.00 \text{ cm}.$$

$$\phi_t^{\max} = \min (20/35 ; 12/10 ; 1.0) = 0.57 \text{ cm} = 5.7 \text{ mm}.$$

Soit $\phi_t^{\max} = 8 \text{ mm}$.

On adopte $A_t = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$ (étrier).

3)-Espacement des armatures transversales (étriers) : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.

$$S_t \leq (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

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

On adopte un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ et d'espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ entre les cadres.

B-2-5-Vérification a l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.2.1 BAEL91 mod99).

$$A_{\min}=0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} .$$

Avec : $f_{t28}=0.6+.06*25=2.1\text{MPa}.$

$$A_{\min}=0.23\times 65\times 18\times 2.1/400=1.41\text{cm}^2.$$

En travée : $A_{st}^t=2.35>A_{\min}=1.41\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

Aux appuis : $A_{st}^a=1.57>A_{\min}=1.41\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifier.

b)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99).

✓ Les fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd}\leq\bar{\tau}_u=\min\left(\frac{0.2f_{t28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right). \quad (\text{Art A.5.1, 211 BAEL91 mod99}).$$

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

$$V_u=V_u^{\max}=15.02\text{KN}.$$

$$\tau_u=\frac{15.02\times 10^3}{120\times 180}=0.69\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c)-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(Art A6.1.3 BAEL91mod99).

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

$$V_u=V_u^{\max}=15.02 \text{ KN}.$$

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

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

n : Nombre e barres.

***En travée :**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.02 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.20} = 0.984 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.984 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

***Aux appuis :**

$$\sum U_i = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.80 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.02 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.80} = 1.48 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.48 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

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

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**, $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**).

$$l_c = 0.4 l_s \quad \Rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

B-2-6-Calcul à l'ELS :**a)-Combinaison de charge :**

$$q_s = G+Q=4.94\text{KN/ml.}$$

b)-Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_u=6.91\text{KN/ml.} \quad q_s/q_u=0.715$$

❖ Calcul des moments fléchissant :***Aux appuis :**

$$M_1=-7.49 \times 0.715 = -5.35\text{KN.m}$$

$$M_2=-5.33 \times 0.715 = -3.81\text{KN.m}$$

$$M_3=-4.640 \times .715 = -3.32\text{KN.m}$$

$$M_4=-6.53 \times 0.715 = -4.76\text{KN.m}$$

$$M_5=-5.250 \times .715 = -3.75\text{KN.m}$$

$$M_6=-3.760 \times .715 = -2.67\text{KN.m}$$

$$M_7=-4.010 \times .715 = -2.87\text{KN.m}$$

***En travée:**

$$M_{t1}=8.840 \times .715 = 6.32\text{KN.m}$$

$$M_{t2}=4.420 \times .715 = 3.16\text{KN.m}$$

$$M_{t3}=7.570 \times .715 = 5.41\text{KN.m}$$

$$M_{t4}=7.930 \times .715 = 5.67\text{KN.m}$$

$$M_{t5}=4.910 \times .715 = 3.51\text{KN.m}$$

$$M_{t6}=4.960 \times .715 = 3.55\text{KN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchants:

Avec $V_s=0.715V_u$.

Travée	L(m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	q_u (KN/ml)	$V(x) ;$ $x=0$ (KN)	$V(x) ;$ $x=L$ (KN)
1-2	4.2	-5.35	-3.81	6.91	10.74	-10.00
2-3	3.3	-3.81	-3.32	6.91	8.30	-8.00
3-4	3.9	-3.32	-4.67	6.91	9.29	-9.98
4-5	4	-4.67	-3.75	6.91	10.11	-9.65
5-6	3.3	-3.75	-2.67	6.91	8.47	-7.83
6-7	3.2	-2.67	-2.87	6.91	7.85	-7.96

c)-Diagrammes des efforts internes :

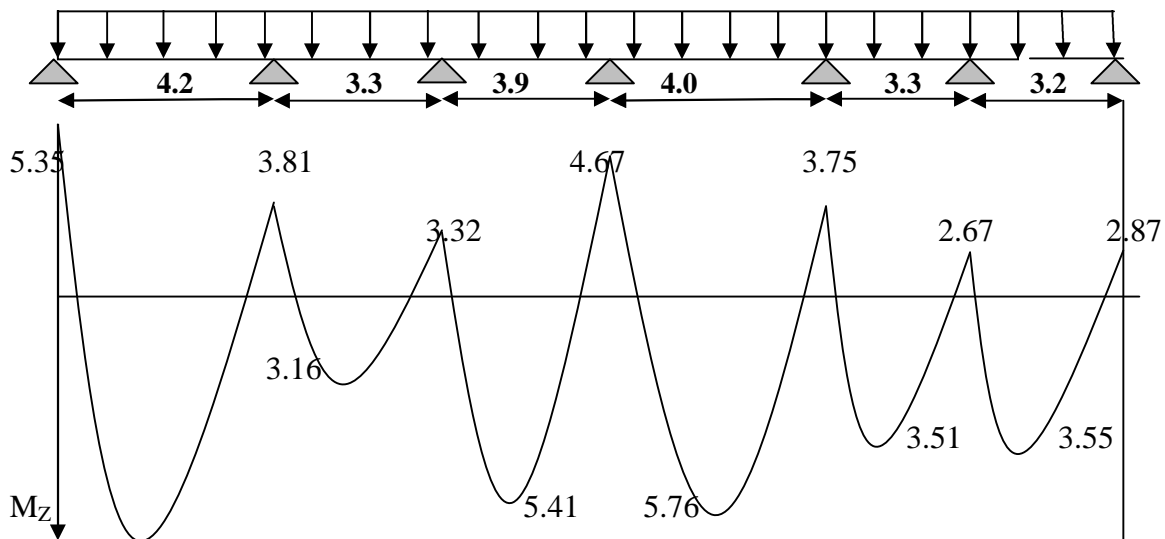


Fig III-1-6- Diagrammes des moments fléchissant.

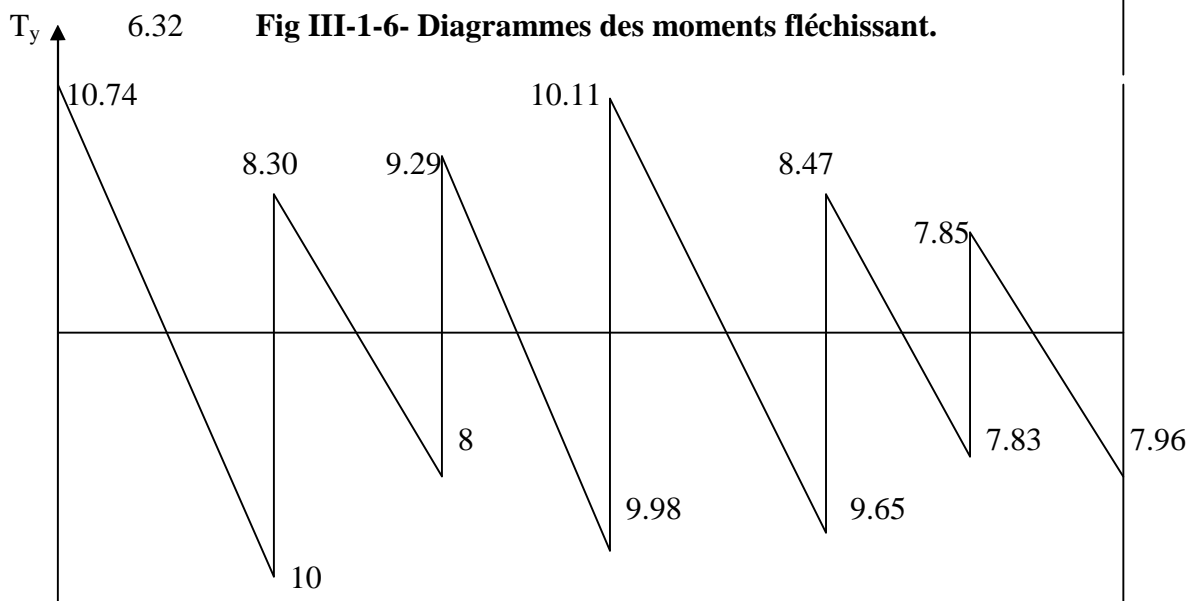


Fig III-1-7- Diagrammes des efforts tranchant.

Conclusion:

$$M_{st}^{\max} = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$V_s^{\max} = 10.74 \text{ KN.}$$

B-2-7-Vérification à l'ELS:**a)-Etat limite d'ouverture des fissures:**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

b)- Vérification des contraintes :****Aux appuis :****❖ Dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$.

Avec :

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

$$A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727.$$

$$\rho_1 = 0.727 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.876 \quad ; \quad K_1 = 25.32.$$

D'où :
$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{d A_a \beta_1} = \frac{5.35 \times 10^3}{0.876 \times 1.571 \times 8} = 216.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216.11}{25.65} = 8.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$.

$$\sigma_s = 216.11 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 216.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

****En travée :**

❖ **Dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

Avec :

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

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

$$A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \quad ; \quad K_1 = 19.72.$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_{ad}} = \frac{5.35 \times 10^3}{0.856 \times 2.35 \times 18} = 174.54 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{174.54}{19.72} = 8.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_s = 174.54 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 174.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)-Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{aligned} & \diamond \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ & \diamond \frac{h}{l} > \frac{M_{st}}{10 M_0} \\ & \diamond \frac{A_{st}}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec : h : Hauteur de la section.

l : Portée libre de la poutrelle.

A_{st} : Section des armatures tendues.

M_{st} : Moment fléchissant max en travée.

$$\diamond \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.0476 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

\Rightarrow L'une des conditions n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = l/500 = 4200/500 = 8.4 \text{ mm}$.

$$f = \frac{M_{st} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec : \bar{f} : Flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n = E_s/E_b = 15$).

****Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

****Calcul de v_1 et v_2 :**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

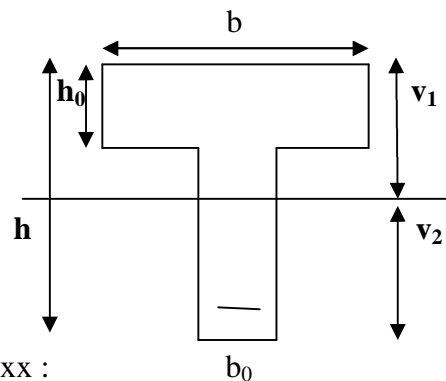
$$S_{/xx} = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0}{12} + (v_1 - h_0/2)^2 \right] + 15 A (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$



****Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :**

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left[2 + 3\frac{b_0}{b}\right] \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108.$$

$$\lambda_v = 1.52.$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right].$$

$$\mu = 0.619.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 11336.90.$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10E_v \times I_{fv}} = \frac{6.32 \times 4.2^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11336.90 \times 10^{-8}} = 0.0091 \text{ m} = 9.1 \text{ mm}.$$

$$f = 9.1 \text{ mm} > \bar{f} = 8.4 \text{ mm}.$$

La flèche n'est pas vérifiée.

❖ **Conclusion :**

La section calculée à l'ELU n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section d'armature trouvée en travée ' A_{st}^t '; donc on opte pour : $A_{st}^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

(dont la flèche : $f = 8.05 \text{ mm}$).

III-1-2-La dalle-pleine :

Notre projet est constitué aussi des planchers en dalle pleine (Balcons et la dalle de la salle machine).

A-Les balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

A-1-Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} .$$

Avec : L : Longueur de balcon **L=1.40m.**

$$e_p \geq 140/10 = 14 \text{cm.}$$

Soit **$e_p = 15 \text{cm.}$**

A-2-Détermination des charges et surcharges :

L'étude se fera pour une bande de 1m de largeur.

a)-Charges permanentes :

*Revêtement en carrelage : $e_p = 2 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.4 \text{ KN /ml.}$

*Mortier de pose : $e_p = 2 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.4 \text{ KN /ml.}$

*Couche de sable : : $e_p = 2 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.36 \text{ KN /ml.}$

*poids propre de dalle : $e_p = 15 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 25 \times 0.015 = 3.75 \text{ KN /ml.}$

*enduit de ciment : $e_p = 2 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.36 \text{ KN /ml.}$

$$G_1 = 5.27 \text{KN/ml.}$$

b)-Charge concentrée (Garde corps) :

*Mure en brique creuse : $e_p = 10 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.9 \text{ KN /ml.}$

*Enduit de ciment: $e_p = 2 \times 2 \text{cm}$ $\Rightarrow G = 0.36 \times 2 = 0.72 \text{ KN /ml.}$

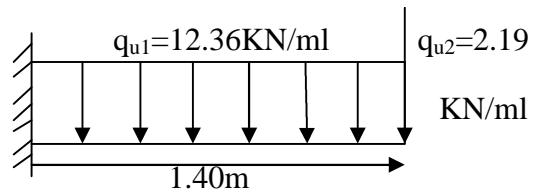
$$G_2 = 1.62 \text{KN/ml.}$$

c)-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2 \times 1 \text{m} = 3.5 \text{KN/ml.}$$

A-3-Calcul à l'ELU :❖ **Pour la dalle :**

Les balcons sont calculés en flexion simple.

**A-3-1-Combinaison de charge :****Fig III-2-1-Schéma statique du balcon.**

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36$$

$$q_{u1} = 12.36 \text{ kN/ml.}$$

❖ **Pour le garde corps :**

$$q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 3.5 = 2.19$$

$$q_{u2} = 2.19 \text{ kN/ml.}$$

A-3-2-Calcul des moments fléchissant :**a)-Le moment provoqué par q_{u1} :**

$$M_{u1} = -\frac{q_{u1}L^2}{2} = -\frac{12.36 \times 1.4^2}{2} = -12.11.$$

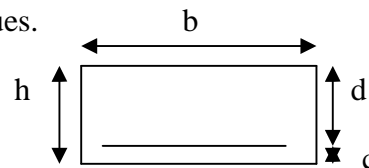
$$M_{u1} = -12.11 \text{ kN.m.}$$

b)-Le moment provoqué par q_{u2} :

$$M_{u2} = q_{u2}L = 2.19 \times 1.4 = -3.06.$$

$$M_{u2} = -3.06 \text{ kN.m.}$$

Le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

A-4-Le ferrailage :**a)- Armatures principales :**

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $M_u = M_{u1} + M_{u2} = -15.17 \text{ kN.m.}$

$$\mu = \frac{15.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.063 \quad \text{avec} \quad c = 2 \text{ cm.} \quad \mu = 0.063 \Rightarrow \beta = 0.967.$$

$$\mu = 0.063 < \mu_b = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{sc}=0.$$

$$A_{st}=\frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}=3.47 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{st}=5\text{HA}10=3.92 \text{ cm}^2.$

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

b)-Armatures de répartition :

$$A_r=\frac{A_{st}}{4}=\frac{3.92}{4}=0.98 \text{ m}.$$

Soit $A_r=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2.$

Avec un espacement : $S_t=25 \text{ cm}.$

A-5-Vérification à l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99).

$$A_{\min}=0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 / 400 = 1.57.$$

$$A_{\min}=1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}=3.92 \text{ cm}^2 < A_{\min}=1.57 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99).

On doit vérifier $\tau_u = \overline{\tau_u}$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd}.$

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \}. \quad \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

V_u : effort tranchant.

$$V_u = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 12.36 \times 1.4 + 2.19 = 19.50.$$

$$V_u = 19.50 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{19.50 \times 10}{100 \times 13} = 0.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)-Vérification de l'adhérence : (Art A.6.1 ,3 BAEL91 mod99).

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.50 \times 10^3}{0.91 \times 30 \times 157} = 1.06 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d)-Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 221BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

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

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**, $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4l_s \quad \Rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

e)-Vérification d'écartement des barres :(Art A.8.2, 42 BAEL91 mod99).

***Armatures principales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

***Armature de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A-6-Calcul à l'ELS :

A-6-1-Combinaison de charge :

❖ Pour la dalle :

$$q_{s1} = G_1 + Q = 5.27 + 3.50 = 8.77.$$

$$q_{s1} = 8.77 \text{ KN/ml.}$$

❖ Pour le grade corps:

$$q_{s2}=G_2=1.62.$$

$$q_{s2}=1.62\text{KN/ml.}$$

A-6-2- calcul des moments fléchissant :

$$M_{s1}=\frac{q_{s1}L^2}{2}=8.6\text{KN.m}$$

$$M_{s1}=8.6\text{KN.m}$$

$$M_{s2}=q_{s2}\times L=1.62\times 1.4=2.27.$$

$$M_{s2}=2.27\text{KN.m}$$

$$M_s=M_{s1}+M_{s2}=10.87\text{KN.m.}$$

A-6-3-Vérification des contraintes:

❖ Dans l'acier:

On doit vérifier: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

Avec : $\eta=1.6 \Rightarrow \text{HA.}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0.355 \Rightarrow \beta_1 = 0.913 \quad ; \quad K_1 = 42.47$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10.87 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.92} = 233.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 233.63 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.63}{42.47} = 5.50 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.50 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A-6-4- Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{l} &> \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.062 \Rightarrow \text{Condition vérifier.} \\ \diamond \frac{h}{l} &> \frac{M_{st}}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{10.87}{10 \cdot 10.87} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifier.} \\ \diamond \frac{A_{st}}{bd} &< \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.2}{100 \cdot 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifier.} \end{aligned}$$

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

B- La dalle de la salle machine :**B-1 : Définition :**

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, c'est la cage d'ascenseur.

La surface de la cabine est :

$$S = l_y \times l_x = 3.2 \times 2.3 = 7.36 \text{ m}^2.$$

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

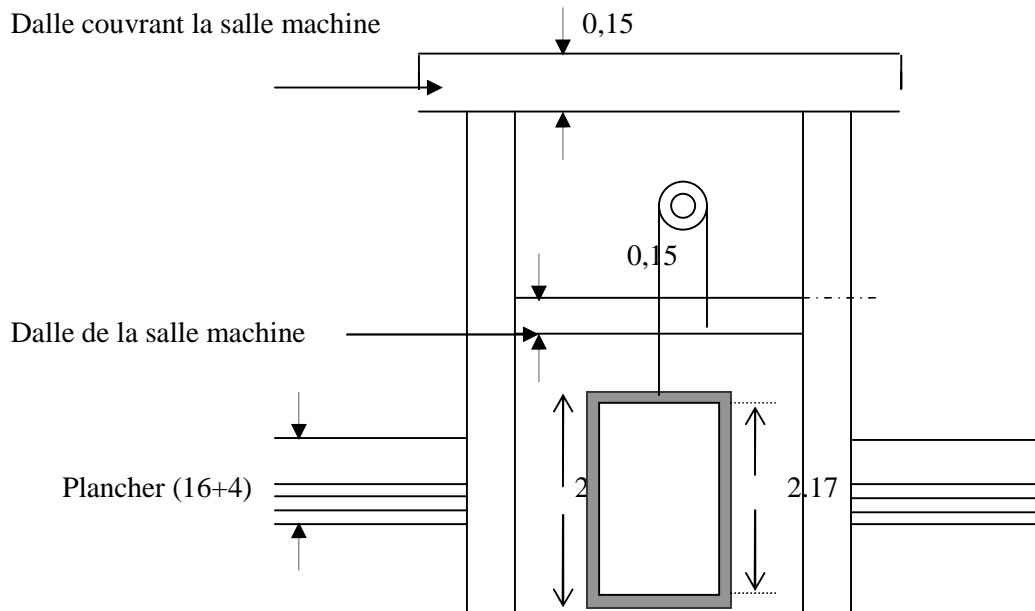


Fig.III-2-2- Schéma de l'ascenseur.

B-2 - Dimensionnement de la dalle de la salle machine :✓ **Épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{320}{30} = 10.66 \text{ cm.}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm

On opte : $h_t = 15 \text{ cm}$

P : la charge totale centrée $P=90 \text{ KN}$.

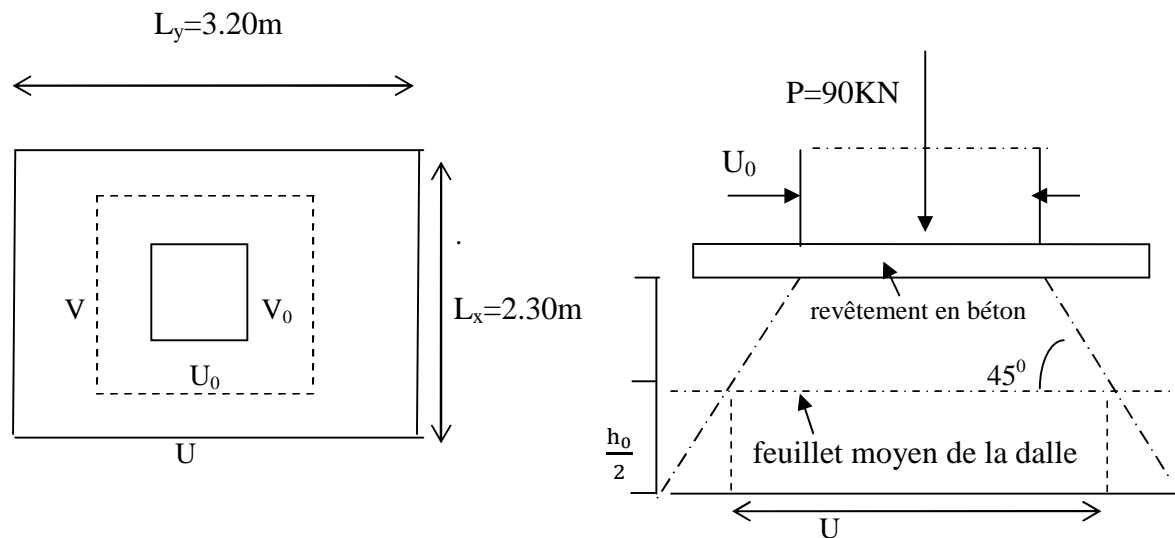


Fig III-2-3- Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

« U ,V » coté du rectangle sur lequel s'applique la charge P compte tenu de la diffusion a 45° dans le revêtement et la dalle de béton .Ils sont déterminés au feuillett moyen de la dalle .

Pour un revêtement en béton :

$$U = u_0 + 2(h_t/2 + \xi e) 2$$

$$V = v_0 + 2(h_t/2 + \xi e) 2$$

Avec $h_t=15\text{cm}$

e : revêtement de la dalle (e=5cm)

$\xi = 1$ pour le revêtement en béton.

$$u_0 = v_0 = 80\text{cm.}$$

u_0, v_0 la surface de contact

$$D'o\grave{u} : U = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right)2 = 105\text{cm}$$

$$V=80+2\left(\frac{15}{2}+5\right)2=105\text{cm}$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

L'étude de cette dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD pour une charge centrée au milieu du panneau :

$$M_{x1}=P (M_1+vM_2)$$

$$M_{y1}=P (M_2+vM_1)$$

Avec M_1 et M_2 coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de ρ_x et du

rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

v : coefficient de poisson.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.3}{3.2} = 0.7$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{2.3} = 0.4 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{3.2} = 0.3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.138 \\ M_2 = 0.091 \end{cases}$$

B-3-Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P = 121.5 \text{ KN}$$

P_u : charge totale à ELU.

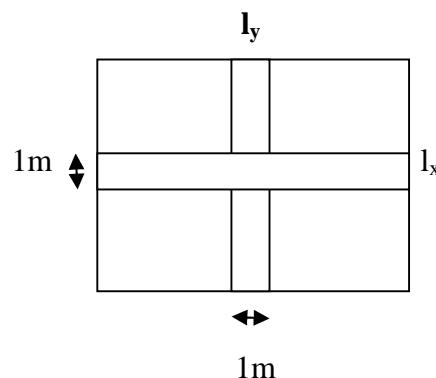
$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2) ; v=0$$

$$M_{x1} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.138 = 16.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 16.77 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.091.$$

$$M_{y1} = 11.06 \text{ KN.m.}$$



✓ **Calcul des moments dus aux poids propres de la dalle :**

(Pour une bande de largeur unitaire)

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

D'après les abaques de PIGEAUD on tire les valeurs de μ_x et μ_y :

$$\rho = 0.7 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array} \right.$$

- **Poids propre de la dalle :**

$$G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times 3.95 + 1.5 \times 1 = 6.83 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

$$M_{x2} = 0.0683 \times 6.83 \times 2.3^2.$$

$$M_{x2} = \mathbf{2.47 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{y2} = 0.436 \times 2.47.$$

$$M_{y2} = \mathbf{1.08 \text{ KN.m.}}$$

Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.77 + 2.47$$

$$M_x = \mathbf{19.24 \text{ KN.m.}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.06 + 1.08$$

$$M_y = \mathbf{12.14 \text{ KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres de la dalle, au niveau des voiles, les moments en travées et aux appuis seront affectés par les coefficients 0.85 et 0.3 respectivement,

Donc :

En travée :

Dans le sens xx : $M^t = 0.85M_x = 0.85 \times 19.24$

$$M^t = 16.35 \text{ KN.m.}$$

Dans le sens yy : $M^t = 0.85M_y = 0.85 \times 12.14$

$$M^t = 10.32 \text{ KN.m.}$$

Aux appuis :

Dans le sens xx : $M^a = -0.3M_x = -0.3 \times 19.24$

$$M^a = -5.77 \text{ KN.m.}$$

Dans le sens yy : $M^a = -0.3M_y = -0.3 \times 12.14$

$$M^a = -3.64 \text{ KN.m.}$$

B-4- Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Dans le sens xx :

- **En travée :**

$$M_x^t = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t}{bdf_{bu}} = \frac{16.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3.74 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm

- **Au appuis :**

$M_x^a = -5.77 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = \frac{5.77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = 1.29 \text{ cm}^2.$$

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

Avec un espacement de 25 cm.

Dans le sens yy :

- **En travée :**

$$M_y^t = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t}{bdf_{bu}} = \frac{10.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = 2.33 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm

- **Au appuis :**

$$M_y^a = -3.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = \frac{3.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = 0.81 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement de 25 cm.

B-5-Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : (Art B7.4 BAEL 91 mod 99)

$$A_{\min} \geq W_o bh \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.72$$

W_o : pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$W_o = 0.8 \text{ ‰ pour HA.}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.72}{2} \right).$$

$$A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4.52 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Diamètre minimal des barres :(Art A7.21 BAEL 91 mod 99)

On doit vérifier que : $\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} < \varnothing_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c- Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doit être égale à :

$$\text{-Armature A // } l_x : St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{-Armature A // } l_y : St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d- Vérification au poinçonnement :(Art A5.2.42 BAEL 91 mod 99)

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$Q_u = P_x : \text{charge totale à l'ELU.}$$

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge Q_u .

h : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(u+v) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e- Vérification au cisaillement : (Art A5.1,1 BAEL 91 mod 99).

On doit vérifier : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{Sans risque de bétonnage sur toute l'épaisseur})$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Calcul de V_u :

On a $u = v$

$$\text{Au milieu de } u \Rightarrow V_u = \frac{P}{2ly+lx}$$

$$\text{Au milieu de } v \Rightarrow V_u = \frac{P}{3ly}$$

Avec : $P = q_u = 121.5 \text{ KN}$

$$\text{Au milieu de } u \Rightarrow V_u = \frac{121.5}{2 \times 3.2 + 2.3} = 13.96 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v \Rightarrow V_u = \frac{121.5}{3 \times 3.2} = 12.66 \text{ KN.}$$

$$V_u = 13.96 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{13.96 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B-6-Vérification à l'ELS :

$$v = 0.2$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = 90(0.138 + 0.2 \times 0.091).$$

$$M_{x1} = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1) = 90(0.091 + 0.2 \times 0.138).$$

$$M_{y1} = 10.67 \text{ KN.m.}$$

✓ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \mu_x = 0.0743 ; \quad \mu_y = 0.585$$

$$q_s = G + Q.$$

Avec : $G = 25 \times 1 \times 0.15 = 3.95 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 3.95 \times 1 = 4.95 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 4.95 \times 0.0743 \times 2.3^2 = 1.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{x2} = 1.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0.585 \times 1.95 = 1.14 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 1.14 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.06 + 1.95 = 16.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.67 + 1.14 = 11.81 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de semi-encastrement de la dalle, les moments en travée et aux appuis seront :

- **En travée :**

Dans le sens xx : $M_t = 0.85.M_x = 13.60 \text{ KN.m.}$

Dans le sens yy : $M_t = 0.85.M_x = 10.04 \text{ KN.m.}$

- **Aux appuis :**

Dans le sens xx : $M_a = -0.3.M_x = -4.80 \text{ KN.m.}$

Dans le sens yy : $M_a = -0.3.M_x = -3.54 \text{ KN.m.}$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciables (nuisible), donc pas de vérification à faire.

Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

Dans le sens xx :

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.2}{100 \times 13} = 0.35.$$

$$\rho_1 = 0.35 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta d A t} = \frac{13.60 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 254.90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{254.90}{39.35} = 6.48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155.$$

$$\rho_1 = 0.155 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 61.92. \\ \beta_1 = 0.935. \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta d A a} = \frac{4.80 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 196.47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{196.47}{61.92} = 3.17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.At}{bd} = \frac{100 \times 4.2}{100 \times 13} = 0.35.$$

$$\rho_1 = 0.35 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta d A t} = \frac{10.04 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 188.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188.18}{39.35} = 4.78 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155.$$

$$\rho_1 = 0.155 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 61.92 \\ \beta_1 = 0.935 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta d A a} = \frac{3.54 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 144.89 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144.89}{61.92} = 2.34 \text{MPa}$$

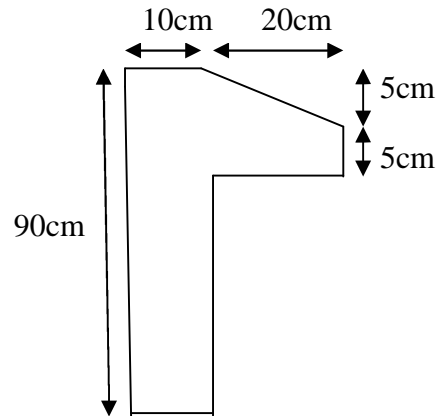
$$\sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-2 Calcul de l'acrotère :

1)-Définition :

L'acrotère est un élément de la structure en béton armé, assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, assure la sécurité total au niveau de ce dernier, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal (Q=1KN /ml) du à la main courante qui engendre un moment M dans la section d'encastrement.

1



FigIII- 2-1- Schéma statique de l'acrotère.

2)-Calcul des sollicitations :

❖ Poids propre :

$$G = \rho \cdot A = 25[(0.9 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.05 \times 0.2)/2] = 2.625.$$

$$G = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

❖ Surcharge d'exploitation due à la poussée latérale :

*Moment de renversement M_Q du à Q :

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.9 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

*Effort normal du au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 2.625 \text{ KN.}$$

*Effort tranchant du à la surcharge Q :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$$

3)-Combinaison de charge à l'ELU :

*Effort normal de compression du à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.625 = 3.544.$$

$$N_u = 3.544 \text{ KN.}$$

*Moment de renversement M_Q du à Q :

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.9 = 1.35.$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN}.$$

4)-Combinaison de charge à l'ELS :

*Effort normal de compression du à G :

$$N_s = G = 2.625.$$

$$N_s = 2.625 \text{ KN}.$$

*Moment de renversement du à Q :

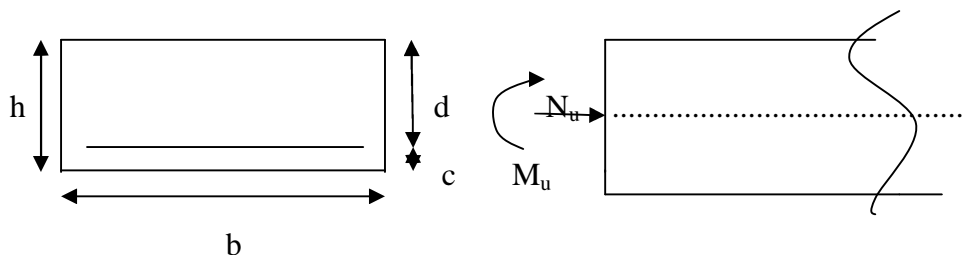
$$M_s = M_Q = 0.9.$$

$$M_s = 0.9 \text{ KN}.$$

5)-Ferrailage :

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

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire $(b \cdot h) = (100 \cdot 10) \text{ cm}^2$ soumise à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u .



FigIII- 2-2- Coupe transversale de l'acrotère

Avec :

$$d = 8 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10 \text{ cm}.$$

a-Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.350}{3.544} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}.$$

$$a = (h/2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}.$$

Avec :

a : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

c : enrobage.

d : distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$e_u > a \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures \Rightarrow L'effort normal N_u est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis elle se ramène à la flexion composée.

b-Calcul en flexion simple :

*Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \quad e_f = e_u + (h/2) - c = 38 + 3 = 41 \text{ cm.}$$

$$M_f = 3.544 \times 0.41 = 1.45.$$

$$\mathbf{M_f = 1.45 \text{ KN.m.}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.45 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.016.$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_0 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.53 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0.53 \text{ cm}^2.$$

c- Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_u} = 0.53 - \frac{3.544 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{A = 0.43 \text{ cm}^2.}$$

6)-Vérification à l'ELU:**a)-Condition de non fragilité (Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99) :**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 8 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$A = 0.43 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2.$

Soit $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

Avec un espacement de 25cm $S_t = 25 \text{ cm}.$

***Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

Avec un espacement de 25cm $S_t = 25 \text{ cm}.$

b)-Vérification au cisaillement :(Art A .5.1, 1 BAEL91mod99).

On doit avoir : $\tau_u < \bar{\tau}_u .$

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = V_u / bd \quad \text{avec} \quad V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)-Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91 mod99).

Il faut vérifiée : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} .$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}.$$

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

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

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

n : Nombre e barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^1}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1, 221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.20 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**, $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A. 6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \quad \Rightarrow \quad l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

7)-Calcul à l'ELS :

$$M_s = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = 2.625 \text{ KN.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.34 \text{ m} = 34 \text{ cm.}$$

$$e_s = 34 \text{ cm.}$$

a)-Vérification des contraintes:**❖ Dans l'acier :**

On doit vérifier: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Avec : $\eta = 1.6 \Rightarrow \text{HA.}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251.$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \quad ; \quad K_1 = 47.50.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10.87 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 54.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 54.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.920 + 8 + 2.01} = 4.24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au séisme (Art A6.2.3 RPA99 mod 2003) :

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

$$F_p = 4AC_p W_p.$$

Avec :

A : coefficient de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003).

Pour la zone II_a **A=0.15.**

C_p : facture de force horizontale égale à **0.3.**

W_p : Poids de l'acrotère **W_p=2.625 KN/ml.**

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.625 = 0.47.$

F_p=0.47KN /ml.

$F_p = 0.47 \text{KN /ml} < Q = 1 \text{KN/ml} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III-3- Calcul des escaliers :

III-3-1-Définition :

L'escalier est une succession de gradins ; il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. L'escalier est calculé en flexion simple.

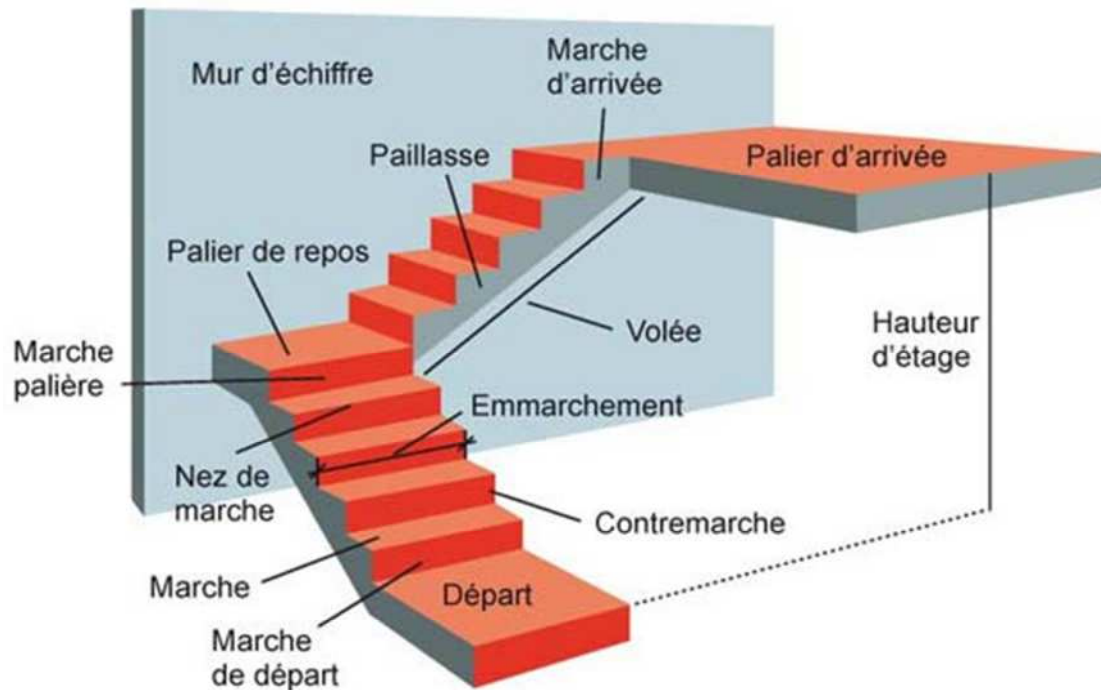


Fig III-3-1- Principaux termes relatifs à un escalier.

III-3-1 : calcul d'escalier d'étage courant :

3-1-1 : Pré dimensionnement :

Notre bâtiment comporte un type d'escalier à deux volées avec un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place.

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL qui permet de pré dimensionner notre escalier.

$$59\text{cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la contre marche : $14\text{cm} < h < 20\text{cm}$

g : hauteur de la marche (giron)

On adopte : $h = 17\text{cm}$.

- **Le nombre de contre marche «n» :**

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

Avec :

n : nombre de contre marches

H : hauteur d'une volée

On a :

$$H = \frac{he}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m.}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ (contre marches).}$$

- **Le nombre de marche « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8.$$

m=8marches.

- **Calcul du giron « g » :**

$$g = \frac{L_2}{m}$$

L_2 : portée de la paillasse projetée.

$$g = \frac{240}{8} = 30$$

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

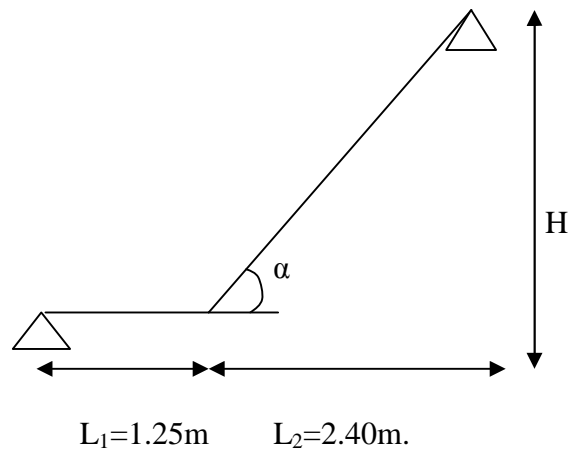


Fig.III-3-1-1- Schéma statique d'escalier.

- ✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} < 30 + 34 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La relation est vérifiée.}$$

3-1-2 -Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

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

Avec :

$$L_0 = L' + L_1$$

L' : la portée réelle de la paillasse.

L_1 : longueur du palier.

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

α : l'inclinaison de la paillasse.

• **Détermination de α :**

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.637$$

$$\alpha = 32.52^\circ.$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_o = 2.85 + 1.25 = 4.10 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos est :

$$\frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 13.66 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.5 \text{ cm}$$

$$\text{On opte : } e_p = 20 \text{ cm.}$$

3-1-3- Charge et surcharge :

a)-Charge permanente :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur.

➤ Paillasse :

$$\text{-Poids propre de la paillasse : } G = 0.2 \times 25 \times \frac{1}{\cos 32.52} \times 1 = 5.93 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-Poids propre de la marche : } G = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.13 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-Poids du revêtement : *Lit de sable : } G = 0.36 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{*Mortier de pose : } G = 0.40 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{*Carrelage : } G = 0.40 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{*Enduit ciment : } G = 0.33 \text{ KN/ml.}$$

$$\checkmark \text{ Garde Corps : } G = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G_{ps} = 9.75 \text{ KN/ml}}$$

➤ Palier :

$$\text{-Poids du palier : } G = 0.2 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Poids du revêtement :- *Lit de sable : } G = 0.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{* Mortier de pose : } G = 0.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{* Carrelage : } G = 0.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{* Enduit ciment : } G = 0.33 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{pl} = 6.49 \text{ KN/ml}}$$

b)-Surcharge d'exploitation :

Pour une construction à usage d'habitation et service :

$$Q_{ps} = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{pl} = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

3-1-4- Combinaison de charge :**➤ A l'ELU :**

$$q_{u,ps} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5 = 16.91 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{q_{u,ps} = 16.91 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_{u,pl} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.49 + 1.5 \times 2.5 = 12.51 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{q_{u,pl} = 12.51 \text{ KN/ml.}}$$

➤ A l'ELS :

$$q_{s,ps} = G + Q = 9.75 + 2.5 = 12.25 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{q_{s,ps} = 12.25 \text{ KN/ml.}}$$

$$q_{s,pl} = G + Q = 6.49 + 2.5 = 8.99 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{q_{s,pl} = 8.99 \text{ KN/ml.}}$$

3-1-5- Calcul à l'ELU :**1)-Calcul des efforts internes :****a)-Détermination des réactions d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_{pl} \times 1.25 - q_{ps} \times 2.40 = 0.$$

$$R_A + R_B = 56.22 \text{ KN.}$$

R_B

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 3.65 R_B - q_{ps} \times 2.40 \times 2.45 - q_{pl} \times 1.25 \times 0.625 = 0$$

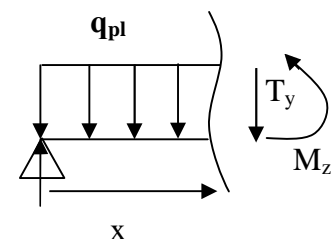
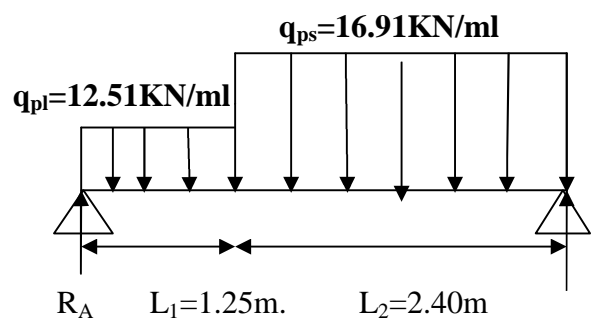
$$\begin{cases} R_A = 29.92 \text{ KN} \\ R_B = 26.30 \text{ KN} \end{cases}$$

b)-Calcul des efforts tranchants :

* Pour $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} x.$$

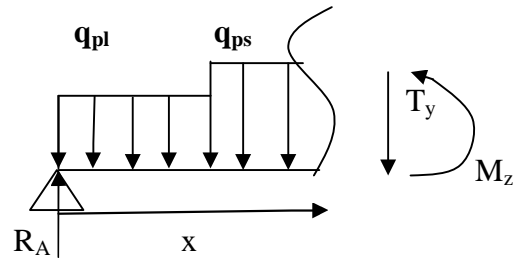
$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_y = 26.30 \text{ KN.} \\ x = 1.25 \text{ m} & \Rightarrow T_y = 10.66 \text{ KN.} \end{cases}$$



* Pour $1.25m \leq x \leq 3.65 m$.

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.25 - q_{ps}(x - 1.25).$$

$$\begin{cases} x = 1.25m & \Rightarrow T_y = 10.66 \text{KN.} \\ x = 3.65m & \Rightarrow T_y = -29.92 \text{KN.} \end{cases}$$



c)-Calcul des moments fléchissant :

* Pour $0 \leq x \leq 1.25m$

$$M_z = R_A \cdot x - q_{pl} \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.25m & \Rightarrow M_z = 23.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* Pour $1.25m \leq x \leq 3.65m$

$$M_z = R_A \cdot x - q_{pl} \times 1.25(x - 0.625) - q_{ps} \times \frac{(x - 1.25)^2}{2}.$$

$$\begin{cases} x = 1.25m & \Rightarrow M_z = 23.10 \text{KN.m} \\ x = 3.65m & \Rightarrow M_z = 0 \end{cases}$$

Le moment est maximal lorsque $T_y = 0$.

i.e. $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$

$$M_z(x) = R_A x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$T_y = R_A - q_{pl} x = 0.$$

$$x = \frac{R_A}{q_{ps}} = \frac{29.92}{16.91} = 1.77 \quad \Rightarrow x = 1.77m.$$

$$M_z^{\max} = M_z(1.77) = 26.47 \text{ KN.m.}$$

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 26.47 = 22.50 \text{KN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times 26.47 = -7.94 \text{ KN.m.}$$

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

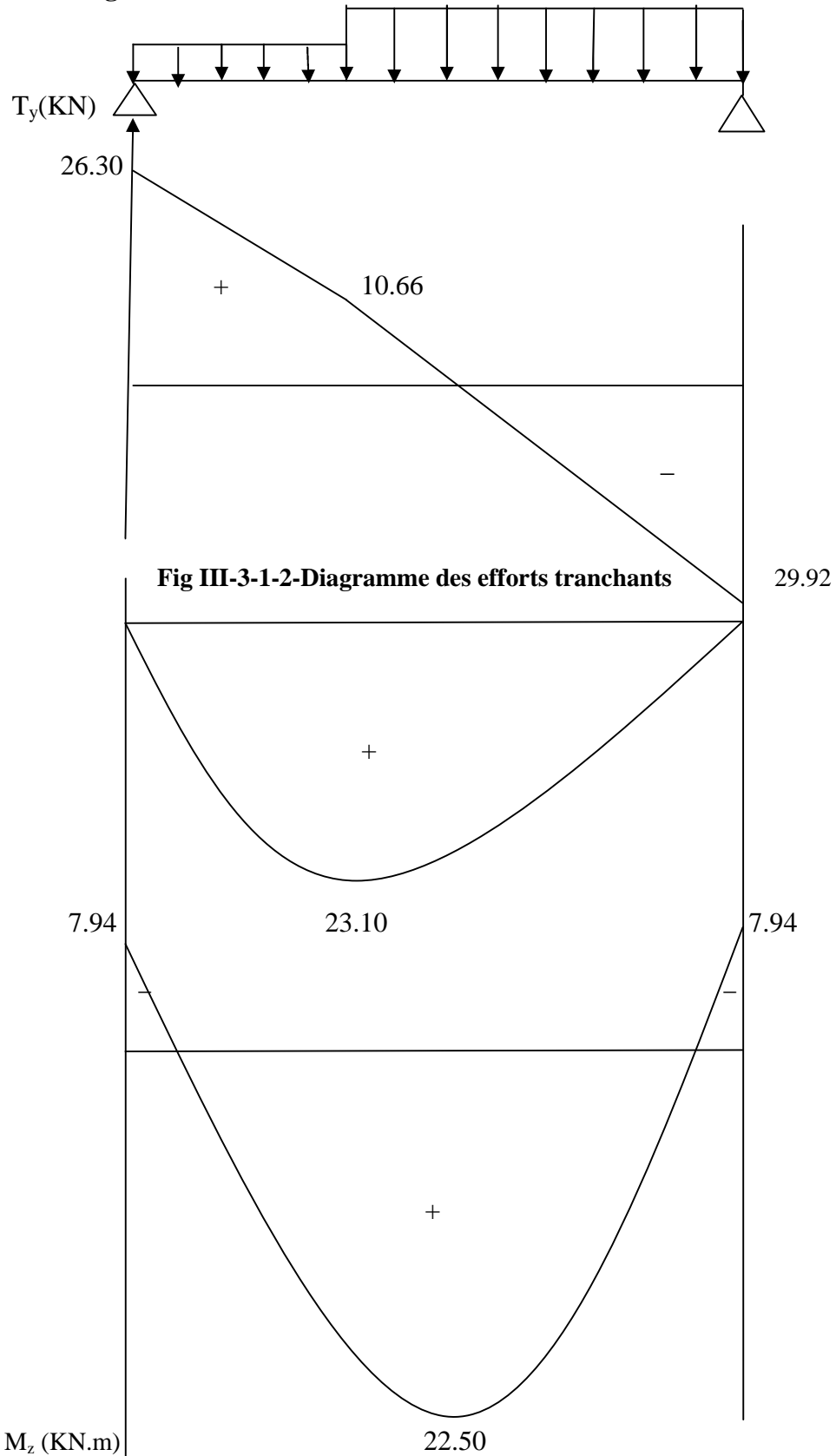


Fig III-3-1-2-Diagramme des efforts tranchants

Fig-III-3-1-3- Diagramme des moments fléchissant avant et après la Correction.

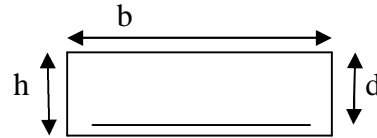
3-1-6 -Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

$$b=1\text{m}=100\text{cm}, h=20\text{cm}, c=2\text{cm}, d=18\text{cm}$$

➤ **Aux appuis :**

- **Armatures longitudinales :**



$$M_a = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018.$$

$$\mu = 0.018 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.94 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

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

Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

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

Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

- **Armature longitudinales :**

$$M_t = 22.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.50 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.050.$$

$$\mu = 0.050 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.50 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 3.69 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}^2$.

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}^2$.

3-1-7- Vérification a l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :(Art A4.21BAEL91 mod99).

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_l^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_l^a = 2.01 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée !

La condition est non vérifiée aux appuis, donc on va ferrailer avec la section minimale.

$$A_l^a = A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

b)-Espacement des barres : (Art A.8.2,42 BAEL91 mod 99).

- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < \min\{2h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- En travée : $St = 25 \text{ cm} < \min\{2h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c)-Contrainte de cisaillement : (Art A5.1,1 BAEL91 mod 99).

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u .$$

- ✓ Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables (nuisibles).

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{29.91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.166 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.166 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque de cisaillement.

d)-Ancrage des armatures : (Art A6.1, 221 BAEL91 mod 99).

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

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

$$l_c = 0.4 \times l_s = 17 \text{ cm.}$$

e)-Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres : (Art A6.1,3 BAEL 91 mod 99).

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.91 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 15.07 \times 10^2} = 1.22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

3-1-8 - Calcul à l'ELS :

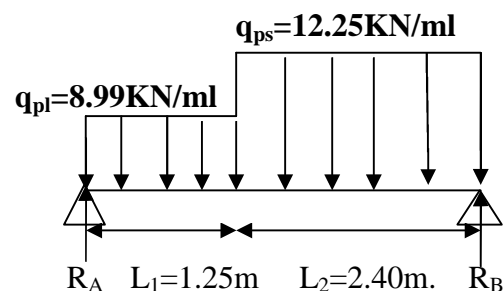
• **Calcul des efforts internes :**

a)-**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B - q_{pl} \times 1.25 - q_{ps} \times 2.40 = 0$$

$$R_A + R_B = 40.64 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad 3.65 \times R_B - q_{ps} \times 2.40 \times 2.45 - 8 \cdot q_{pl} \times 1.25 \times 0.625 = 0.$$



$$\begin{cases} \mathbf{R_A = 21.65\ KN.} \\ \mathbf{R_B = 19.00\ KN.} \end{cases}$$

a)-Calcul des efforts tranchants :

*** Pour $0 \leq x \leq 1.25\ m$**

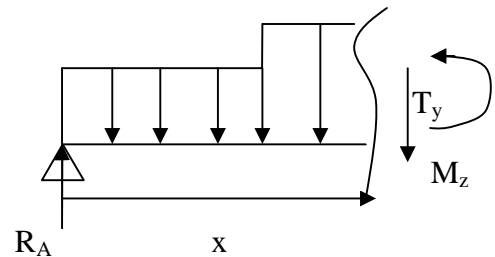
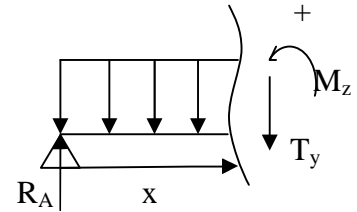
$$T_y = R_A - q_{pl} \cdot x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_y = 19.00\text{KN.} \\ x = 1.25\text{m} & \Rightarrow T_y = 7.76\text{KN.} \end{cases}$$

***Pour $1.25\text{m} \leq x \leq 3.65\ m$**

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.25 - q_{ps}(x - 1.25)$$

$$\begin{cases} x = 1.25\text{m} & \Rightarrow T_y = 7.76\ \text{KN} \\ x = 3.65\text{m} & \Rightarrow T_y = -21.65\ \text{KN} \end{cases}$$



b)-Calcul des moments fléchissant :

*** Pour $0 \leq x \leq 1.25\text{m}$**

$$M_z = R_A \cdot x - q_{pl} \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.25\text{m} & \Rightarrow M_z = 16.72\ \text{KN.m} \end{cases}$$

*** Pour $1.25\text{m} \leq x \leq 3.65\text{m}$**

$$M_z = R_A \cdot x - q_{pl} \times 1.25 (x - 0.625) - q_{ps} \frac{(x - 1.25)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1.25\text{m} & \Rightarrow M_z = 16.72\ \text{KN.m} \\ x = 3.65\text{m} & \Rightarrow M_z = 0 \end{cases}$$

Le moment est maximal lorsque $T_y = 0$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$$

$$M_z(x) = R_A x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = R_A - q_{pl} x = 0$$

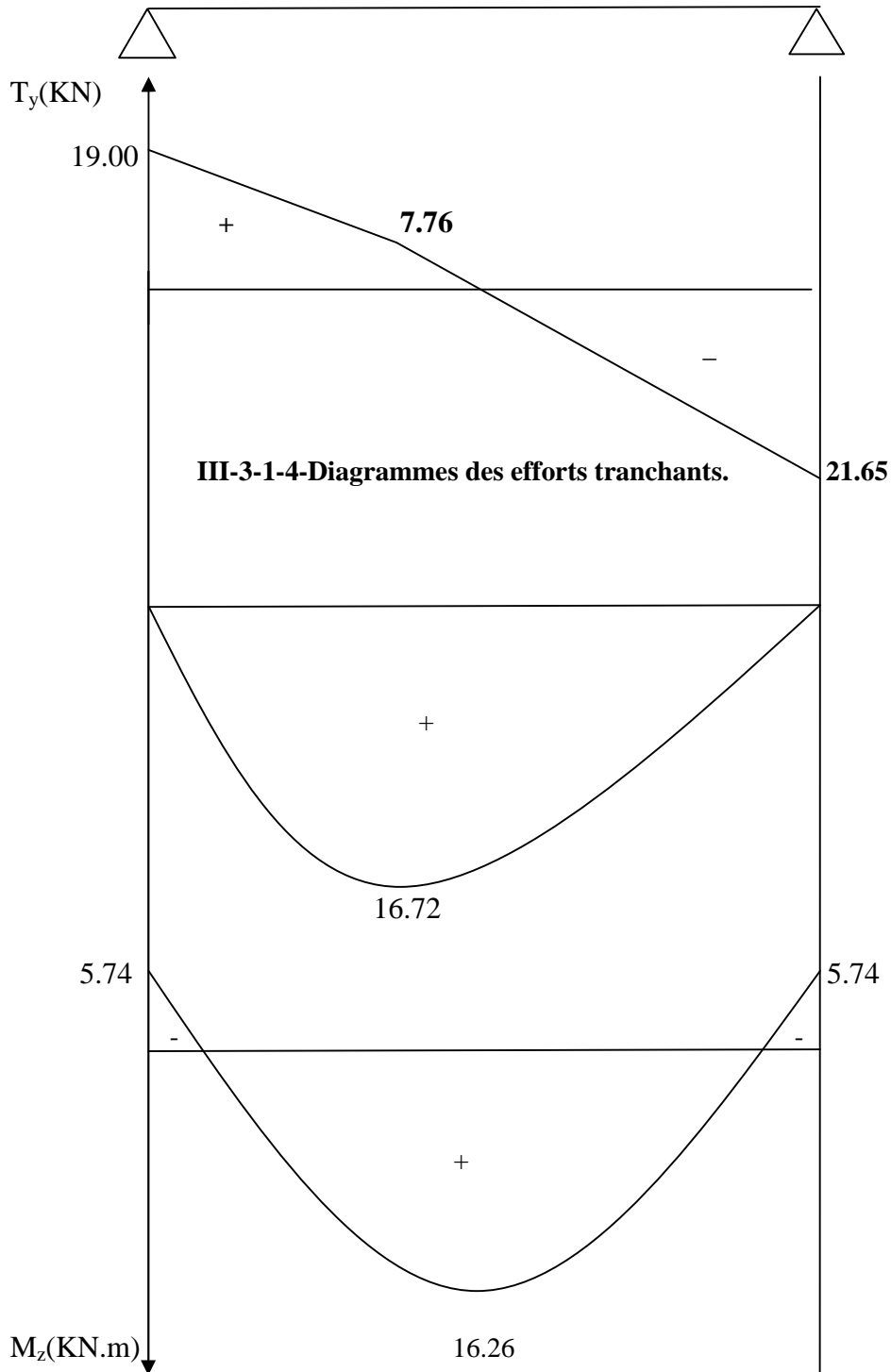
$$\mathbf{M_z^{\max} = M_z(1.77) = 19.13\text{KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi encastresments, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc : **En travée : $M_t = 0.85 \times 19.13 = 16.26 \text{ KN.m}$**

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times 19.13 = -5.74 \text{ KN.m}$.

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELS :



3-1-9- Vérification a l'ELS :**a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 5.74 \text{ KN/ml.}$$

- Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_d A_l^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_l^a}{bd} = 0.174. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.932 \\ \\ K_1 = 58.53 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.74 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 108.97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 108.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{108.97}{58.53} = 1.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

- Dans l'acier :**

$$M_s^t = 16.26 \text{ KN.m.}$$

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_d A_l^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_l^t}{bd} = 0.251. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.920 \\ \\ K_1 = 47.50 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{16.26 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 217.23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 217.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{217.23}{47.50} = 4.57 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

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

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{\max}}{10 M_0}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que $f \leq f_{adm} = L/500 = 3650/500 = 7.30 \text{ mm.}$

$$f = \frac{5}{348} \frac{L^4 q_s^{\max}}{E_v I_0} .$$

$$\text{Avec: } E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t^t (v_2 - c)^2 .$$

Détermination de v_1 et v_2 :

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 .$$

$$B_0 = 2067.80 \text{ cm}^2 .$$

$$S_{xx} = \frac{100h^2}{2} 15 A_t^t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18$$

$$S_{xx} = 21220.40 \text{ cm}^3 .$$

$$\text{Alors : } v_1 = \frac{21220.40}{2067.8} = 10.26.$$

$$\text{Donc : } v_1 = \mathbf{10.26\text{cm.}}$$

$$v_2 = \mathbf{9.74\text{cm.}}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2 = 70863.60.$$

$$I_0 = \mathbf{70863.60\text{cm}^3}.$$

$$\text{D'ou : } f = \frac{5}{348} \times \frac{12.25(3650)^4}{10818.86 \times 70863.6 \times 10^4} = 3.70\text{mm.}$$

$$f = \mathbf{3.70\text{mm.}}$$

$$f = \mathbf{3.70\text{mm}} < f_{\text{adm}} = \mathbf{7.3\text{mm.}}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

III-3-2-Calcul de l'escalier de RDC :

Notre bâtiment comporte deux volées différentes donc le calcul se fera pour les deux volées.

A- Calcul de la 1^{ère} volée :**A-1-Pré dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement, on prend en considération les dimensions des plans d'architectes, pour le confort on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}.$$

Avec :

h : La hauteur de conte marche, généralement $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$.

g : Le giron (c'est la partie horizontale ente deux contre marches),

Généralement $20\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$.

On prend **h=20cm**.

- **Le nombre de contre marche (n) :**

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

H :Hauteur d'une volée $H=2.55\text{m}$.

$$n = \frac{255}{20} = 13 \quad n=13 \text{ contre marches.}$$

- **Le nombre de marche (m) :**

$$m = n - 1 = 12 \quad m=12 \text{ marches.}$$

- **Calcul de giron (g) :**

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{12} = 20 \quad g=20\text{cm}.$$

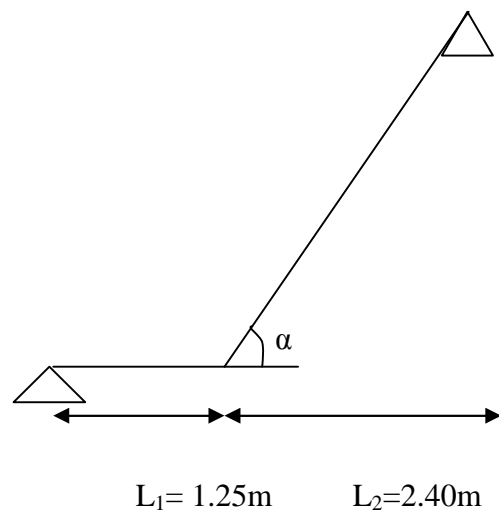


Fig III-3-A-1-Schéma statique d'escalier

Vérification de la relation de BLONDELE :

$$59\text{cm} < g+2h = 60\text{cm} < 66\text{cm} \Rightarrow \text{La relation de BLONDEL est vérifiée.}$$

A-2- Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

L'épaisseur de la pailasse est la même à celle du palier, elle est donnée par la formule

suivante :

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

Avec :

$$L_0 = L' + L_1.$$

L' : Portée réelle de la paillasse.

L_1 : Portée de palier.

e_p : L'épaisseur de la paillasse et du palier.

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha}.$$

α : L'inclinaison de la paillasse.

$$\operatorname{toga} = \frac{H}{L_2} = \frac{225}{240} = 1.0625.$$

$$\alpha = 46.74^\circ.$$

$$L' = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 3.50 \text{ m.}$$

Donc: $L_0 = 3.50 + 1.25 = 4.75 \text{ m.}$

$$\frac{475}{30} \leq e_p \leq \frac{475}{20} \quad \Rightarrow \quad 15.83 \leq e_p \leq 23.75 \text{ cm.}$$

On opte: $e_p = 20 \text{ cm.}$

A-3-Charge et surcharge d'exploitation:

a)-Charges permanentes :

*Paillasse :

-Poids propre de la paillasse : $G = \rho S = 25 \times 0.2 \times \frac{1}{\cos 46.74} = 7.30 \text{ KN/ml.}$

-Poids des marches : $G = h/2 \rho \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$

-Poids des revêtements :

*Lit de sable : $G = 18 \times 0.02 \times 1 = 0.36 \text{ KN/ml.}$

*Mortier de pose : $G = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml.}$

*Carrelage : $G = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml.}$

*Enduit ciment : $G = 22 \times 0.015 \times 1 = 0.33 \text{ KN/ml.}$

* Garde corps : $G = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ KN/ml.}$

$$G_{ps} = 11.49 \text{ KN/ml.}$$

***Palier :**

-Poids propre du palier : $G=\rho S=25\times 0.2\times 1=5\text{KN/ml}$.

-Poids des revêtements :

*Lit de sable : $G=18\times 0.02\times 1=0.36\text{KN/ml}$.

*Mortier de pose : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml}$.

*Carrelage : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml}$.

*Enduit ciment : $G=22\times 0.015\times 1=0.33\text{KN/ml}$.

$$\mathbf{G_{pl}=6.49\text{KN/ml.}}$$

b)- Surcharge d'exploitation :

Pour une construction d'usage d'habitation et service :

$$\mathbf{Q_{ps}=2.5\times 1=2.5\text{KN/ml.}}$$

$$\mathbf{Q_{pl}=2.5\times 1=2.5\text{KN/ml.}}$$

A-4-Combinaison de charges:**a)-A l'ELU:**

$$q_{u\ ps}=1.35G_{ps}+1.5Q_{ps}=1.35\times 11.49+1.5\times 2.5=19.26.$$

$$\mathbf{q_{u\ ps}=19.26\ \text{KN/ml.}}$$

$$q_{u\ pl}=1.35G_{pl}+1.5Q_{pl}=1.35\times 6.49+1.5\times 2.5=12.51.$$

$$\mathbf{q_{u\ pl} =12.51\ \text{KN/ml.}}$$

b)-A l'ELS :

$$q_{s\ ps}=G_{ps}+Q_{ps}=11.49+2.5=13.99.$$

$$\mathbf{q_{u\ ps}=13.99\ \text{KN/ml.}}$$

$$q_{s\ pl}=G_{pl}+Q_{pl}=6.49+2.5=8.99.$$

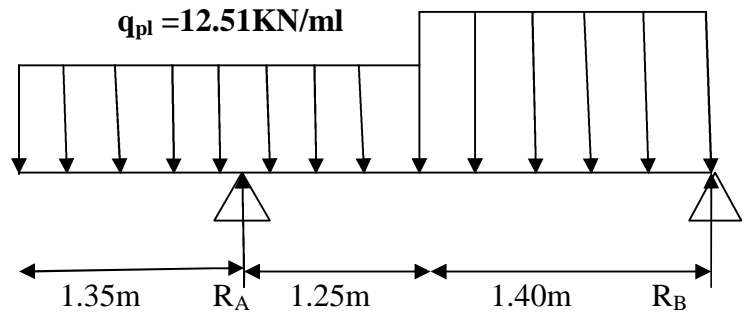
$$\mathbf{q_{s\ pl} =8.99\ \text{KN/ml.}}$$

A-5-Calcul à l'ELU :

$q_{ps}=19.26\text{KN/ml}$

1-Calcul des efforts internes :

a)-Calcul des réactions d'appuis :



$$\sum F/v=0 \Rightarrow R_A+R_B+q_{pl}\times 2.6+q_{ps}\times 2.4=0.$$

$$R_A+R_B=78.75 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow 3.6 R_B-q_{ps}2.4\times 2.45-q_{pl}\times 1.25\times 0.625+q_{pl}\times 1.35\times 0.675=0$$

$$\Rightarrow R_B=30.58 \text{ KN.}$$

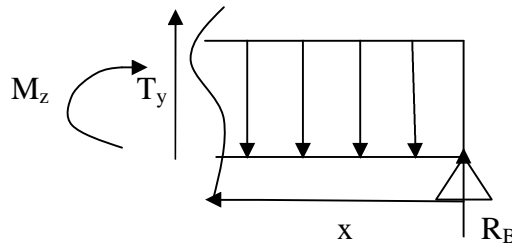
$$R_A=48.17 \text{ KN.}$$

b)-Calcul des efforts tranchants :

* Pour $0\leq x\leq 2.4\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps} x$$

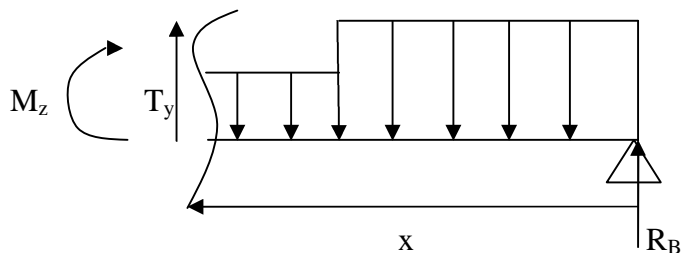
$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y=-30.58\text{KN.} \\ x=2.4 \Rightarrow T_y=15.64 \text{ KN.} \end{cases}$$



*pour $2.4\leq x\leq 3.65\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}(x-2.4).$$

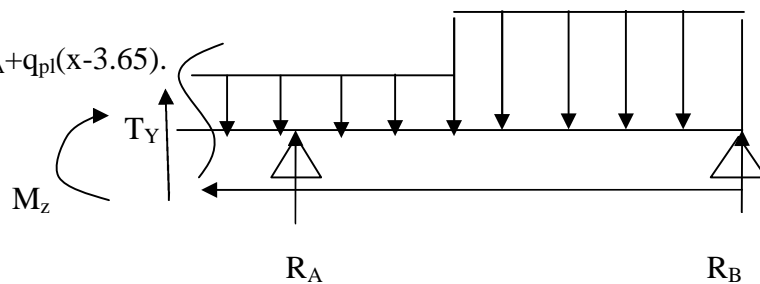
$$\begin{cases} x=2.4 \Rightarrow T_y=15.64\text{KN.} \\ x=3.65 \Rightarrow T_y=31.28 \text{ KN.} \end{cases}$$



*Pour $3.65\leq x\leq 5.00\text{m.}$

$$T_y = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}\times 1.25-R_A+q_{pl}(x-3.65).$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow T_y=-16.89\text{KN.} \\ x=5 \Rightarrow T_y=0 \end{cases}$$



c)- Calcul des moments fléchissant:***Pour $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z=0. \\ x=2.4 \Rightarrow M_z=17.92\text{KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $2.4 \leq x \leq 3.65\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl}(x-2.4)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=2.40 \Rightarrow M_z=17.92\text{KN.m.} \\ x=3.65 \Rightarrow M_z=-11.40\text{KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $3.65 \leq x \leq 5.00\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl} \times 1.25(x-3.025) + R_A(x-3.65) - q_{pl}(x-3.65)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow M_z=-11.40\text{KN.m.} \\ x=5.00 \Rightarrow M_z=0. \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal lorsque $T_y=0$

$$\text{ie } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$$

$$\text{Avec : } M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}.$$

$$T_y = R_B - q_{ps} \cdot x$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = R_B / q_{ps} = 1.59\text{m}.$$

$$\mathbf{x=1.59\text{m.}}$$

$$\mathbf{M_z^{\max}(x) = M_z(1.59) = 24.28\text{KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travée et aux appuis seront affecter des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Donc : } \quad \text{En travée} \quad \mathbf{M_t = 0.85 \times 24.28 = 20.64\text{KN.m.}}$$

$$\quad \text{Aux appuis} \quad \mathbf{M_a = -0.3 \times 24.28 = -7.28\text{KN.m.}}$$

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

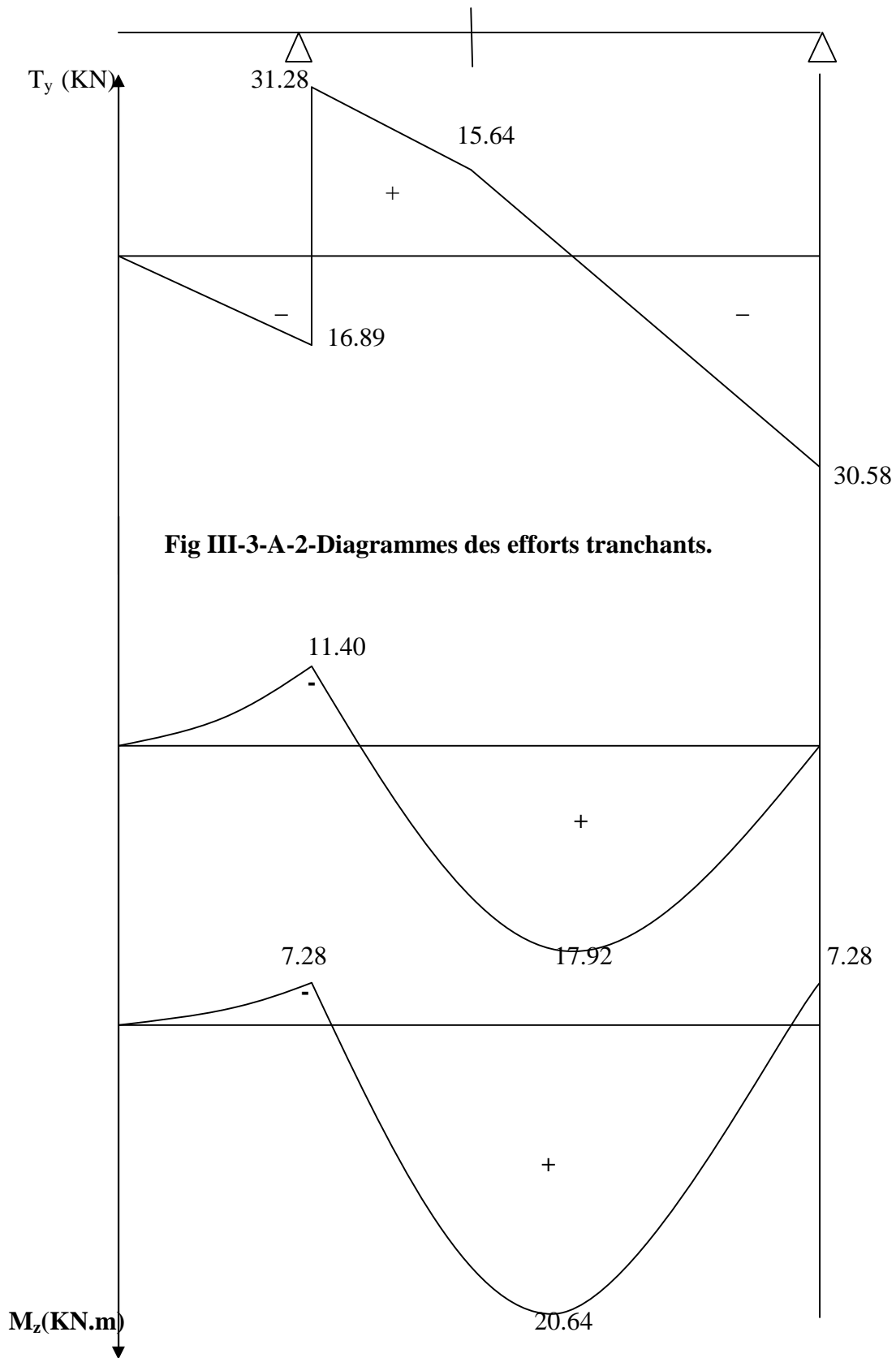


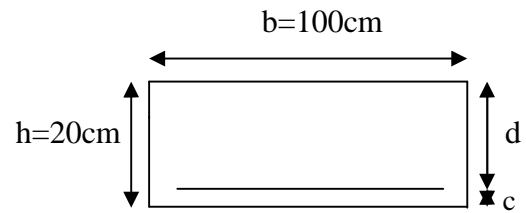
Fig III-3-A-2-Diagrammes des efforts tranchants.

Fig III-3-A-3-Diagrammes des moments avant et après la correction.

A-6- Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$b=1\text{m}=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=18\text{cm}$.

**a)-Aux appuis :**➤ **Armatures longitudinales :**

$M_a=7.28\text{KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 0.016.$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992.$$

$$\mu = 0.016 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_c^a=0$).

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.28 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 1.17 \text{cm}^2.$$

Soit $A_l^a = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2$.

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = 0.50 \text{cm}^2.$$

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

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

b)- En travée :

$M_t=20.64 \text{KN.M}$.

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.045.$$

$$\mu = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.976.$$

$$\mu = 0.045 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_1^t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Soit $A_1^t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_1^t}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

A-7- Vérification à l'ELU :

a)- **Condition de non fragilité : (Art A.4, 21BAEL91 mod99).**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

En travée : $A_1^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_1^a = 2.01 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Donc on doit ferrailer aux appuis avec la section minimale.

ie $A_1^a = 2.17 \text{ cm}^2$.

Soit $A_1^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

b)- **Espacement des barres : : (Art A.8.2,42 BAEL91 mod 99).**

➤ **Armature longitudinales :**

*Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{2h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

*En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{2h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition :**

*Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

*En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c)- **Contrainte de cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL91 mod 99).**

On doit avoir : $\tau_u < \overline{\tau_u}$.

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = T_u / bd \quad \text{avec} \quad T_u = 31.28 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d)-Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91 mod99).

Il faut vérifiée : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

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

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

n : Nombre e barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.28 \times 1000}{0.9 \times 18 \times 15.07} = 1.28 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.28 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1, 221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

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

$$l_s = 42.25 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art .A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4l_s \quad \Rightarrow \quad l_c = 0.4 \times 42.25 = 17 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

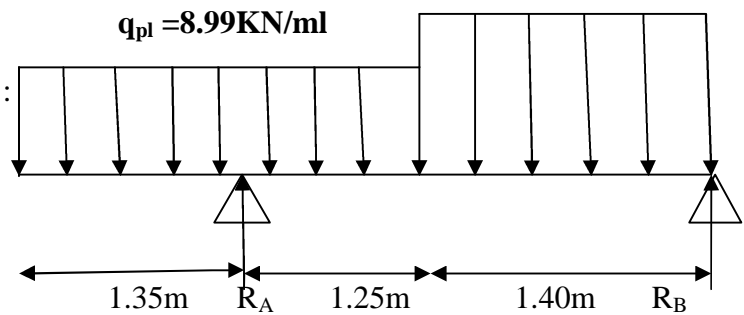
l_c : longueur d'ancrage.

A-8-Calcul à l'ELS :

$q_{ps}=13.99 \text{ KN/ml}$

1-Calcul des efforts internes :

a)-Calcul des réactions d'appuis :



$$\sum F/v=0 \Rightarrow R_A+R_B+q_{pl}\times 2.6+q_{ps}\times 2.4=0.$$

$$R_A+R_B=56.95 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow 3.6 R_B-q_{ps}\times 2.4\times 2.45-q_{pl}\times 1.25\times 0.625+q_{pl}\times 1.35\times 0.675=0$$

$$\Rightarrow R_B=22.22 \text{ KN.}$$

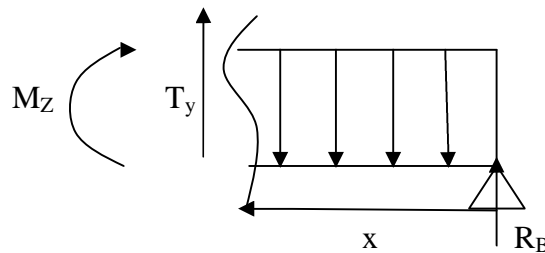
$$R_A=34.73 \text{ KN.}$$

b)-Calcul des efforts tranchants :

*** Pour $0\leq x\leq 2.4\text{m.}$**

$$T_y(x) = -R_B + q_{ps} x$$

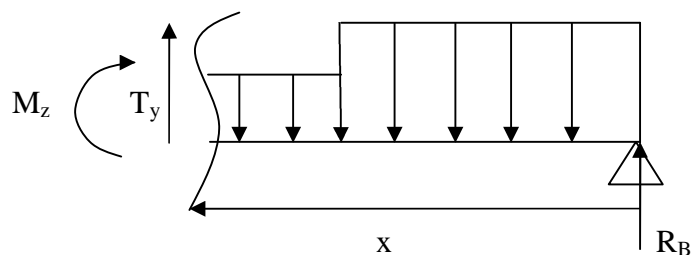
$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y = -22.22 \text{ KN.} \\ x=2.4 \Rightarrow T_y = 11.36 \text{ KN.} \end{cases}$$



***pour $2.4\leq x\leq 3.65\text{m.}$**

$$T_y(x) = -R_B + q_{ps}\times 2.4 + q_{pl}(x-2.4).$$

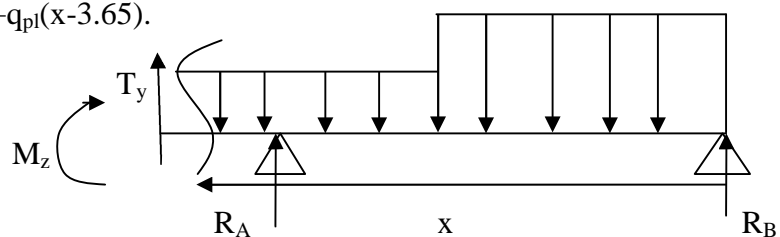
$$\begin{cases} x=2.4 \Rightarrow T_y = 11.36 \text{ KN.} \\ x=3.65 \Rightarrow T_y = 22.59 \text{ KN.} \end{cases}$$



***Pour $3.65\leq x\leq 5.00\text{m.}$**

$$T_y = -R_B + q_{ps}\times 2.4 + q_{pl}\times 1.25 - R_A + q_{pl}(x-3.65).$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow T_y = -12.14 \text{ KN.} \\ x=5.00 \Rightarrow T_y = 0. \end{cases}$$



c)- Calcul des moments fléchissant:***Pour $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z=0. \\ x=2.4 \Rightarrow M_z=13.04\text{KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $2.4 \leq x \leq 3.65\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl}(x-2.4)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=2.40 \Rightarrow M_z=13.04\text{KN.m.} \\ x=3.65 \Rightarrow M_z=-8.18 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $3.65 \leq x \leq 5.00\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl} \times 1.25(x-3.025) + R_A(x-3.65) - q_{pl}(x-3.65)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow M_z=-8.18\text{KN.m.} \\ x=5.00 \Rightarrow M_z=0. \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal lorsque $T_y=0$

$$\text{ie } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$$

$$\text{Avec : } M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}.$$

$$T_y = R_B - q_{ps} \cdot x$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = R_B / q_{ps} = 1.59\text{m}.$$

$$\mathbf{x=1.59\text{m.}}$$

$$\mathbf{M_z^{\max}(x) = M_z(1.59) = 17.65 \text{ KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travée et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Donc : } \quad \text{En travée} \quad \mathbf{M_t = 0.85 \times 17.65 = 15.00 \text{ KN.m.}}$$

$$\quad \text{Aux appuis} \quad \mathbf{M_a = -0.3 \times 17.65 = -5.30 \text{ KN.m.}}$$

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

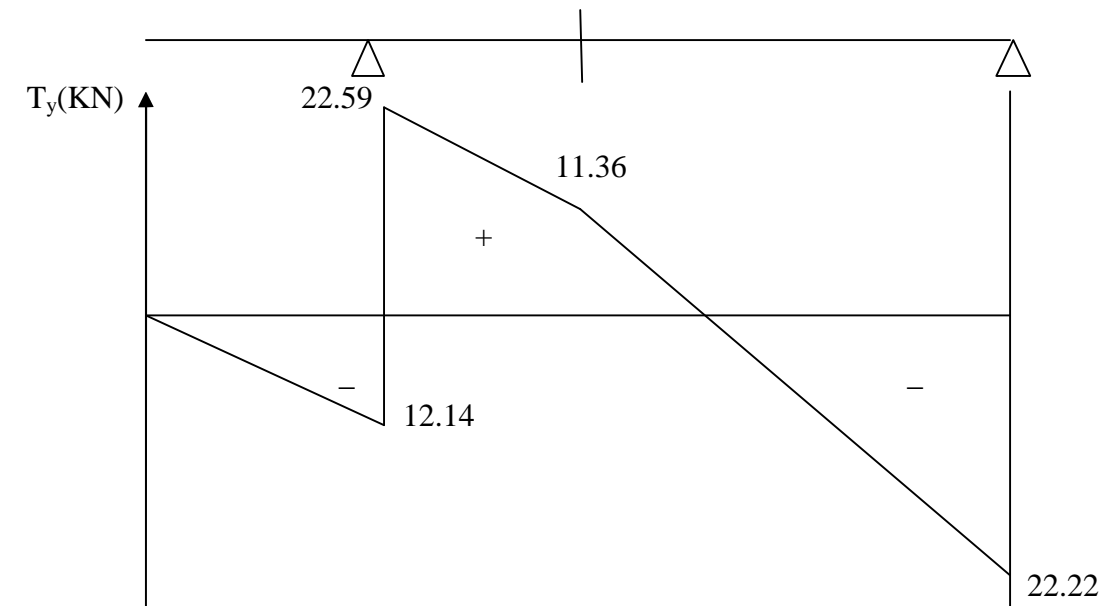
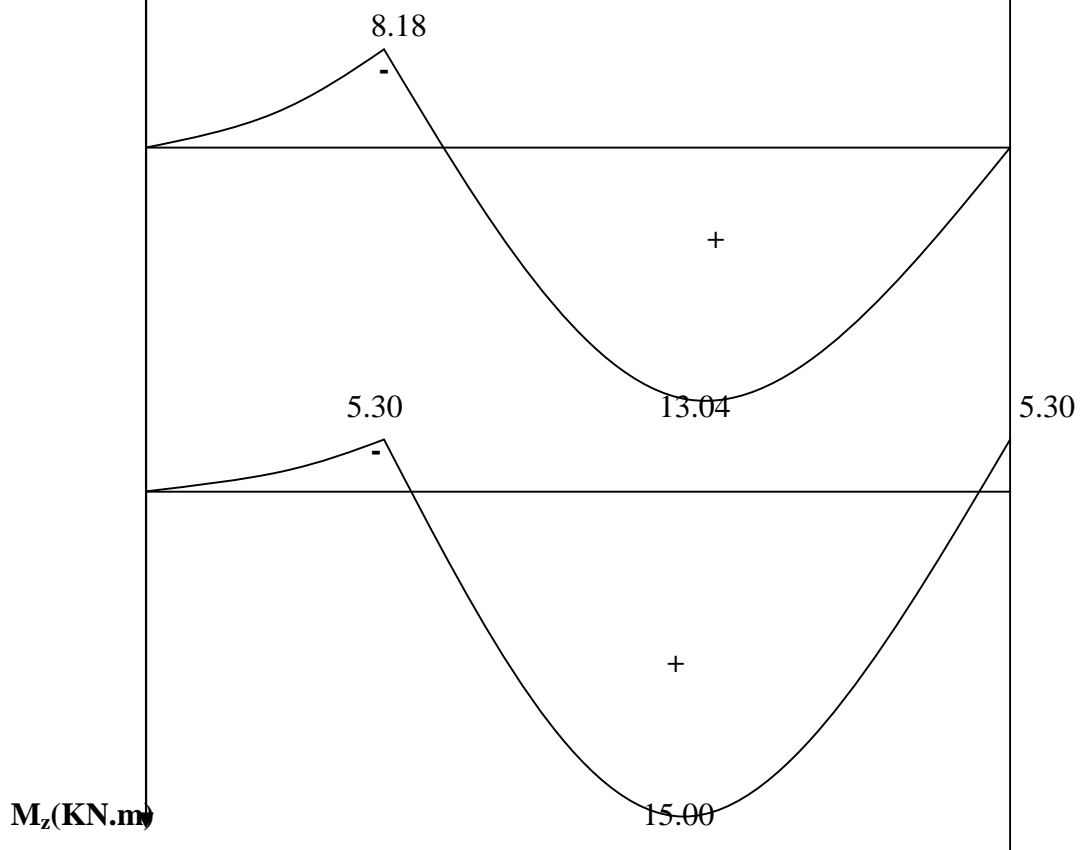


Fig III-3-A-4-Diagrammes des efforts tranchants.



FigIII-3-A-5-Diagrammes des moments avant et après la correction.

A-9-Vérification à l'ELS :**a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 5.30 \text{ KN/ml.}$$

- **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_1^a}{bd} = 0.174. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.932 \\ \\ K_1 = 58.53 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.30 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 100.61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 100.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{100.61}{58.53} = 1.72 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

- **Dans l'acier :**

$$M_s^t = 15.00 \text{ KN.m.}$$

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_1^t}{bd} = 0.251. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.920 \\ \\ K_1 = 47.50. \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.00 \times x}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 200.40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 200.40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{200.40}{47.50} = 4.22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{aligned} \triangleright \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \triangleright \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} \\ \triangleright \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que $f \leq f_{adm} = L/500 = 4000/500 = 8 \text{ mm.}$

$$f = \frac{5}{348} \frac{L^4 q_s^{\max}}{E_v I_0} .$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t^t (v_2 - c)^2 .$$

Détermination de v_1 et v_2 :

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52$$

$$\mathbf{B_0 = 2067.80 \text{ cm}^2.}$$

$$S_{xx} = \frac{100h^2}{2} 15 A_t^t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18$$

$$\mathbf{S_{xx} = 21220.40 \text{ cm}^3.}$$

$$\text{Alors : } v_1 = \frac{21220.40}{2067.8} = 10.26.$$

$$\text{Donc : } v_1 = \mathbf{10.26\text{cm.}}$$

$$v_2 = \mathbf{9.74\text{cm.}}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \cdot 4.52 (9.74 - 2)^2 = 70863.60.$$

$$I_0 = \mathbf{70863.60\text{cm}^3}.$$

$$\text{D'ou : } f = \frac{5}{348} \frac{13.99(3650)^4}{10818.86 \times 70863.6 \times 10^4} = 4.22\text{mm.}$$

$$f = \mathbf{4.22\text{mm.}}$$

$$f = \mathbf{4.22\text{mm} < f_{\text{adm}} = 8\text{mm.}}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

B- Calcul de la 2^{ème} volée :

B-1-Pré dimensionnement :

Pour le confort on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$\mathbf{59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm.}}$$

Avec :

h : La hauteur de conte marche, généralement $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$.

g : Le giron (c'est la partie horizontale ente deux contre marches),

Généralement $20\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$.

On prend $\mathbf{h=17\text{cm}}$.

- **Le nombre de contre marche (n) :**

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

H :Hauteur d'une volée $H=1.53\text{m}$.

$$n = \frac{153}{17} = 9 ; n=9 \text{ contre marches}$$

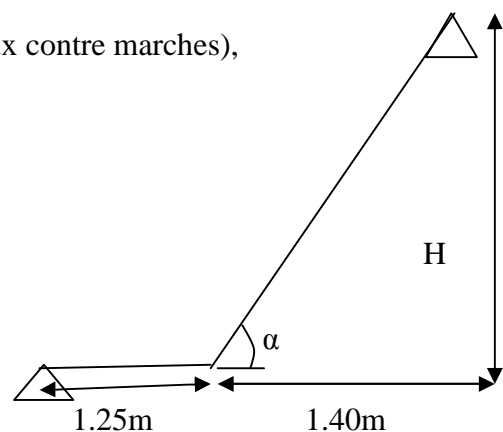


Fig III-3-B-1- Schéma statique d'escalier

- **Le nombre de marche (m) :**

$$m=n-1=8 \quad \mathbf{m=8 \text{ marches.}}$$

- **Calcul de giron (g) :**

$$\mathbf{g}=\frac{L_2}{n-1}=\frac{240}{8}=30 \quad \mathbf{g=30cm.}$$

Vérification de la relation de BLONDELE :

$$59\text{cm}<g+2h=64\text{cm}<66\text{cm} \Rightarrow \text{La relation de BLONDEL est vérifiée.}$$

B-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse est la même à celle du palier, elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$L_0=L' +L_1.$$

L' : Portée réelle de la paillasse.

L_1 : Portée de palier.

e_p : L'épaisseur de la paillasse et du palier.

$$L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} .$$

α : L'inclinaison de la paillasse.

$$\text{tog } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.6375.$$

$$\mathbf{\alpha=32.52^\circ.}$$

$$L' = \frac{2.4}{\cos\alpha} = 32.85\text{m.}$$

Donc: $L_0=2.85+1.25=4.10\text{m.}$

$$\frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 13.67 \leq e_p \leq 20.5\text{cm.}$$

On opte: $\mathbf{e_p=20cm.}$

B-3-Charge et surcharge d'exploitation:**a)-Charges permanentes :*****Paillasse :**

-Poids propre de la paillasse : $G=\rho S=25\times 0.17\times \frac{1}{\cos 32.52} =\text{KN/ml.}$

-Poids des marches : $G=h/2 \rho \times 1=\text{KN/ml.}$

-Poids des revêtements :

*Lit de sable : $G=18\times 0.02\times 1=0.36\text{KN/ml.}$

*Mortier de pose : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml.}$

*Carrelage : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml.}$

*Enduit ciment : $G=22\times 0.015\times 1=0.33\text{KN/ml.}$

* Garde corps : $G=0.2\times 1=0.2\text{KN/ml.}$

$G_{ps}=8.86\text{KN/ml.}$

***Palier :**

-Poids propre du palier : $G=\rho S=25\times 0.17\times 1=\text{KN/ml.}$

-Poids des revêtements :

*Lit de sable : $G=18\times 0.02\times 1=0.36\text{KN/ml.}$

*Mortier de pose : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml.}$

*Carrelage : $G=20\times 0.02\times 1=0.4\text{KN/ml.}$

*Enduit ciment : $G=22\times 0.015\times 1=0.33\text{KN/ml.}$

$G_{pl}=5.74\text{KN/ml.}$

b)- Surcharge d'exploitation :

Pour une construction d'usage d'habitation et service :

$$Q_{ps}=2.5 \times 1=2.5 \text{KN/ml.}$$

$$Q_{pl}=2.5 \times 1=2.5 \text{KN/ml.}$$

B-4-Combinaison de charges:**a)-A l'ELU:**

$$q_{u ps}=1.35G_{ps}+1.5Q_{ps}=1.35 \times 8.86+1.5 \times 2.5=19.26.$$

$$q_{u ps}=15.71 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u pl}=1.35G_{pl}+1.5Q_{pl}=1.35 \times 5.74+1.5 \times 2.5=11.50.$$

$$q_{u pl} = 11.50 \text{ KN/ml.}$$

b)-A l'ELS :

$$q_{s ps}=G_{ps}+Q_{ps}=8.86+2.5=13.99.$$

$$q_{u ps}=11.36 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s pl}=G_{pl}+Q_{pl}=5.74+2.5=8.24.$$

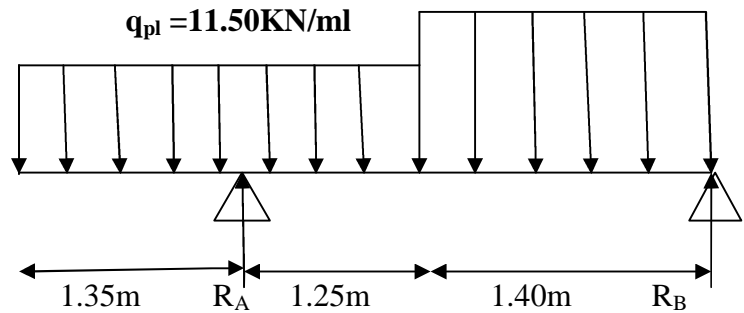
$$q_{s pl} = 8.24 \text{ KN/ml.}$$

B-5-Calcul à l'ELU :

$q_{ps}=15.71\text{KN/ml}$

1-Calcul des efforts internes :

a)-Calcul des réactions d'appuis :



$$\sum F/v=0 \Rightarrow R_A+R_B+q_{pl}\times 2.6+q_{ps}\times 2.4=0.$$

$$R_A+R_B=67.60 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow 3.6 R_B-q_{ps}\times 2.4\times 2.45-q_{pl}\times 1.25\times 0.625+q_{pl}\times 1.35\times 0.675=0$$

$$\Rightarrow R_B=24.90 \text{ KN.}$$

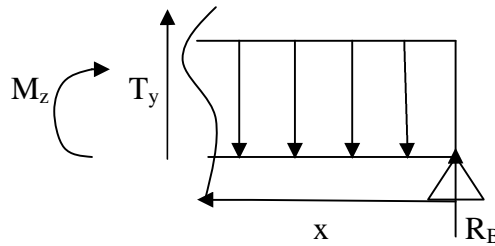
$$R_A=42.70 \text{ KN.}$$

b)-Calcul des efforts tranchants :

* Pour $0\leq x\leq 2.4\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps} x$$

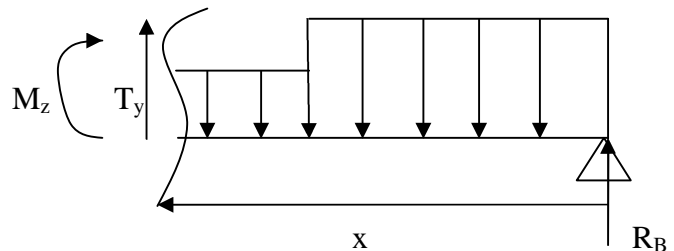
$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y=-24.90\text{KN.} \\ x=2.4 \Rightarrow T_y=12.80 \text{ KN.} \end{cases}$$



*pour $2.4\leq x\leq 3.65\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}(x-2.4)$$

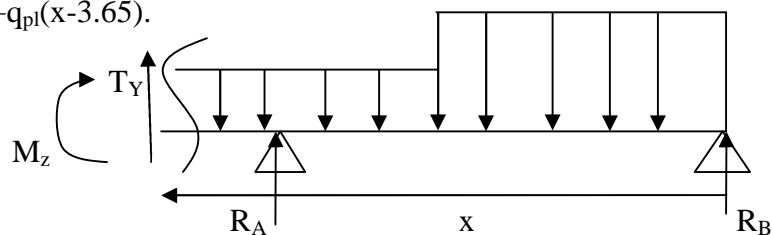
$$\begin{cases} x=2.4 \Rightarrow T_y=12.80\text{KN.} \\ x=3.65 \Rightarrow T_y=27.18 \text{ KN.} \end{cases}$$



*Pour $3.65\leq x\leq 5.00\text{m.}$

$$T_y = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}\times 1.25-R_A+q_{pl}(x-3.65).$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow T_y=-15.52\text{KN.} \\ x=5.00 \Rightarrow T_y=0. \end{cases}$$



c)- Calcul des moments fléchissant:***Pour $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z=0. \\ x=2.4 \Rightarrow M_z=14.52\text{KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $2.4 \leq x \leq 3.65\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl}(x-2.4)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=2.40 \Rightarrow M_z=14.52\text{KN.m.} \\ x=3.65 \Rightarrow M_z=-10.47\text{KN.m.} \end{cases}$$

***Pour $3.65 \leq x \leq 5.00\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl} \times 1.25(x-3.025) + R_A(x-3.65) - q_{pl}(x-3.65)^2/2.$$

$$\begin{cases} x=3.65 \Rightarrow M_z=-10.47\text{KN.m.} \\ x=5.00 \Rightarrow M_z=0. \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal lorsque $T_y=0$

$$\text{ie } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$$

$$\text{Avec : } M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}.$$

$$T_y = R_B - q_{ps} \cdot x$$

$$T_y=0 \Rightarrow x = R_B/q_{ps} = 1.58\text{m}.$$

$$\mathbf{x=1.58\text{m.}}$$

$$\mathbf{M_z^{\max}(x) = M_z(1.58) = 19.73\text{KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travée et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Donc : } \quad \text{En travée : } \quad \mathbf{M_t = 0.85 \times 19.73 = 16.77\text{KN.m.}}$$

$$\quad \quad \text{Aux appuis : } \quad \mathbf{M_a = -0.3 \times 19.73 = -5.20\text{KN.m.}}$$

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

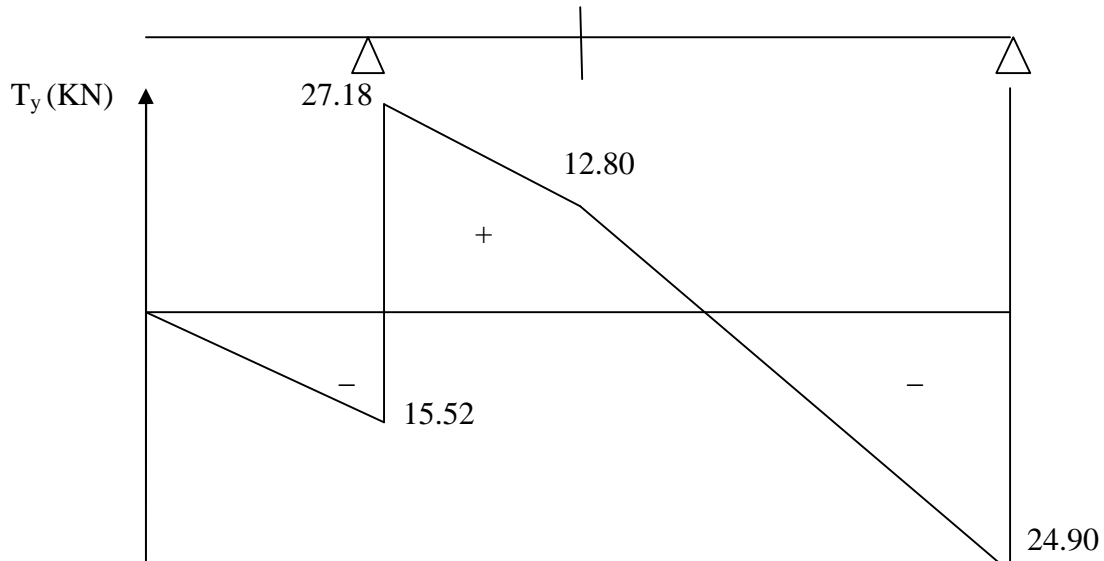


Fig III-3-B-2-Diagrammes des efforts tranchants.

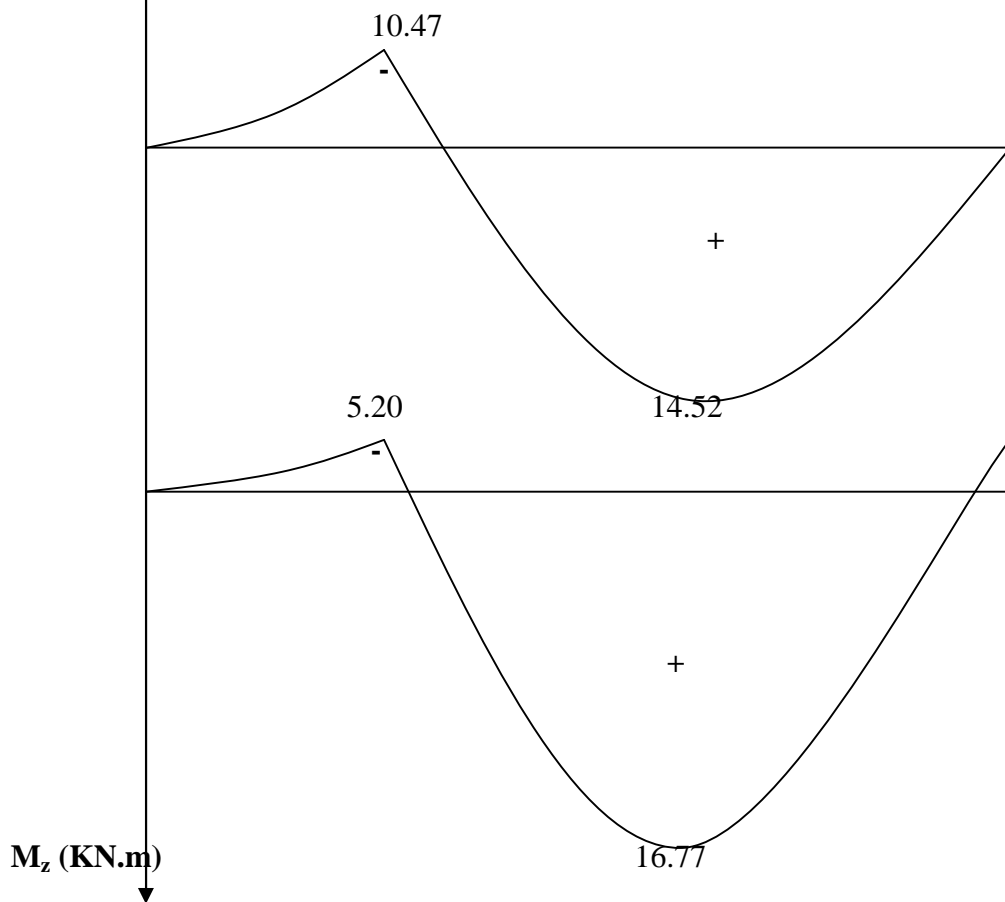
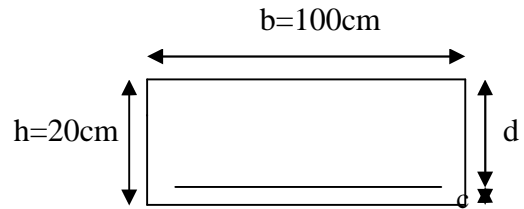


Fig III-3-B-3-Diagrammes des moments avant et après la correction.

B-6- Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$b=1\text{m}=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=18\text{cm}$.

**a)-Aux appuis :**➤ **Armatures longitudinales :**

$M_a=5.20\text{KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 0.011.$$

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

$$\mu = 0.011 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_c^a=0$).

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.20 \cdot 10^3}{0.994 \cdot 18 \cdot 348} = 0.84 \text{cm}^2.$$

Soit $A_l^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$.

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = 0.50 \text{cm}^2.$$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$.

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

b)- En travée :

$M_t=16.77 \text{KN.M}$.

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.036.$$

$$\mu = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982.$$

$$\mu=0.036 < \mu_b=0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_1^t = \frac{M_t}{\beta_d \sigma_{st}} = 2.73 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_1^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_1^t}{4} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_r^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

B-7- Vérification à l'ELU :

a)- Condition de non fragilité :(Art A.4, 21BAEL91 mod99).

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_1^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_1^a = 2.01 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit ferrailer aux appuis avec la section minimale.

$$\text{ie } A_1^a = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_1^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

b)- Espacement des barres (Art A.8.2 ,42 BAEL91 mod99).

➤ **Armature longitudinales :**

$$\text{*Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < \min\{2h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{*En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < \min\{2h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$\text{*Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{*En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)-Contrainte de cisaillement : : (Art A.5.1,1 BAEL91 mod 99).

On doit avoir : $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = T_u / bd \quad \text{avec} \quad T_u = 27.18 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d)-Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91 mod99).

Il faut vérifiée : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s * f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 * 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

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

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

n : Nombre e barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.18 * \times}{0.9 \times 18 \times 15.07 \times 10^2} = 1.11 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.11 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1, 221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

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

$$l_s = 42.25 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art 6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4l_s \quad \Rightarrow \quad l_c = 0.4 \times 42.25 = 17 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

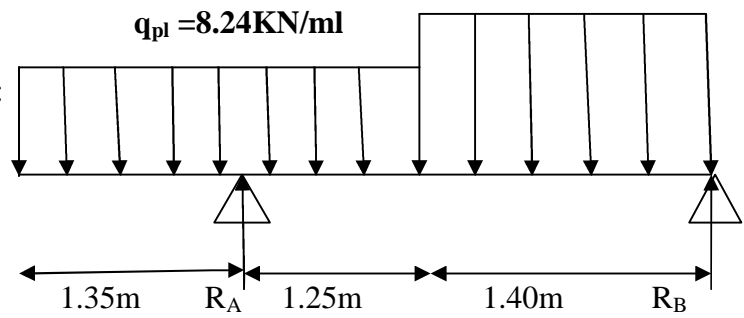
l_c : longueur d'ancrage.

B-8-Calcul à l'ELS :

$q_{ps}=11.36 \text{ KN/ml}$

1-Calcul des efforts internes :

a)-Calcul des réactions d'appuis :



$$\sum F/v=0 \Rightarrow R_A+R_B+q_{pl}\times 2.6+q_{ps}\times 2.4=0.$$

$$R_A+R_B=48.69 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow 3.6 R_B-q_{ps}\times 2.4\times 2.45-q_{pl}\times 1.25\times 0.625+q_{pl}\times 1.35\times 0.675=0$$

$$\Rightarrow R_B=18.00 \text{ KN.}$$

$$R_A=30.69 \text{ KN.}$$

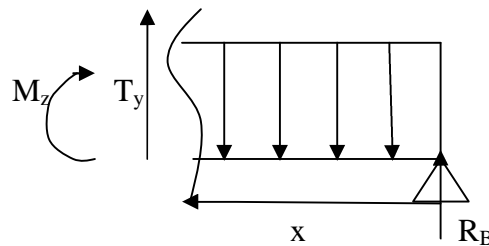
b)-Calcul des efforts tranchants :

* Pour $0\leq x\leq 2.4\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps} x$$

$$x=0 \Rightarrow T_y=-18.00\text{KN.}$$

$$x=2.4 \Rightarrow T_y=9.28 \text{ KN.}$$

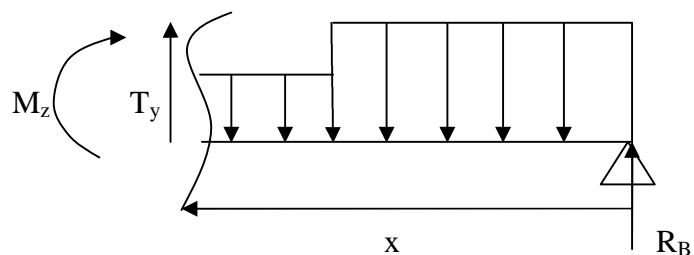


*pour $2.4\leq x\leq 3.65\text{m.}$

$$T_y(x) = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}(x-2.4)$$

$$x=2.4 \Rightarrow T_y=9.26\text{KN.}$$

$$x=3.65 \Rightarrow T_y=19.56 \text{ KN.}$$

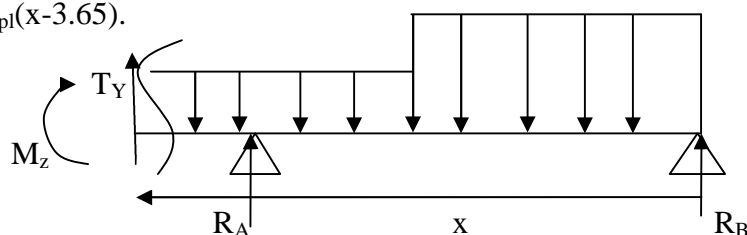


*Pour $3.65\leq x\leq 5.00\text{m.}$

$$T_y = -R_B+q_{ps}\times 2.4+q_{pl}\times 1.25-R_A+q_{pl}(x-3.65).$$

$$x=3.65 \Rightarrow T_y=-11.13\text{KN.}$$

$$x=5.00 \Rightarrow T_y=0.$$



c)- Calcul des moments fléchissant:***Pour $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \Rightarrow M_z=0.$$

$$x=2.4 \Rightarrow M_z=10.48\text{KN.m.}$$

***Pour $2.4 \leq x \leq 3.65\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B x - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl}(x-2.4)^2/2.$$

$$x=2.40 \Rightarrow M_z=10.48\text{KN.m.}$$

$$x=3.65 \Rightarrow M_z=-7.53\text{KN.m.}$$

***Pour $3.65 \leq x \leq 5.00\text{m}$.**

$$M_z(x) = R_B - q_{ps} \times 2.4(x-1.2) - q_{pl} \times 1.25(x-3.025) + R_A(x-3.65) - q_{pl}(x-3.65)^2/2.$$

$$x=3.65 \Rightarrow M_z=-7.53\text{KN.m.}$$

$$x=5.00 \Rightarrow M_z=0.$$

Le moment M_z est maximal lorsque $T_y=0$

$$\text{ie } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0.$$

$$\text{Avec : } M_z(x) = R_B x - q_{ps} \frac{x^2}{2}.$$

$$T_y = R_B - q_{ps} \cdot x$$

$$T_y=0 \Rightarrow x = R_B/q_{ps} = 1.58\text{m.}$$

$$\mathbf{x=1.58\text{m.}}$$

$$\mathbf{M_z^{\max}(x) = M_z(1.58) = 14.26\text{KN.m.}}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travée et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Donc : } \quad \text{En travée : } \quad \mathbf{M_t = 0.85 \times 14.26 = 12.12\text{KN.m.}}$$

$$\quad \quad \text{Aux appuis : } \quad \mathbf{M_a = -0.3 \times 14.26 = -4.28\text{KN.m.}}$$

2-Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

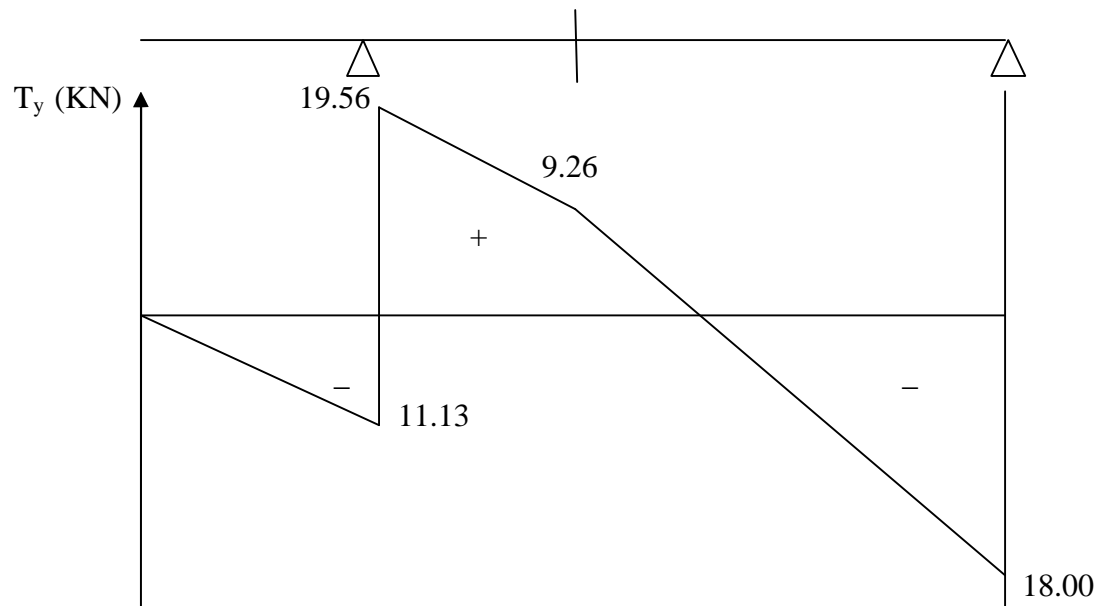


Fig III-3-B-4- Diagrammes des efforts tranchants.

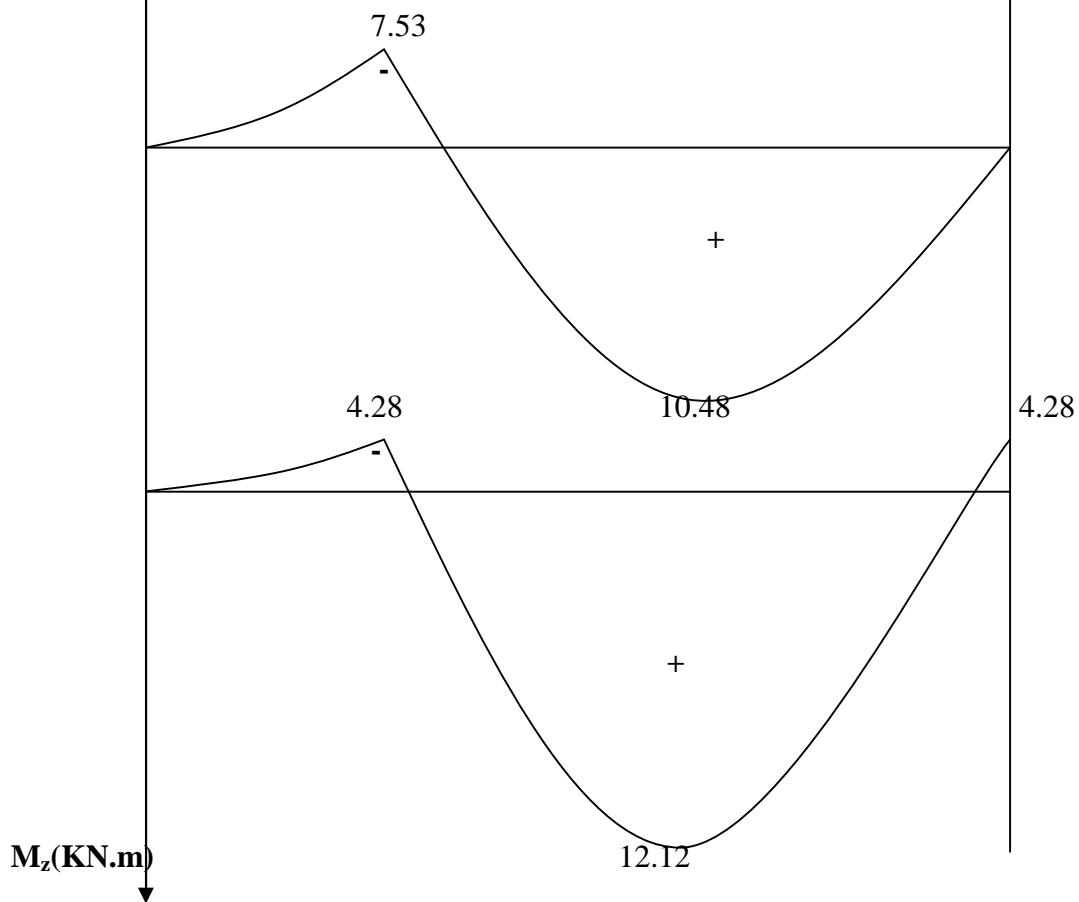


Fig III-3-B-5-Diagrammes des moments avant et après la correction.

B-9-Vérification à l'ELS :**a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 4.28 \text{ KN/ml.}$$

• **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_1^a}{bd} = 0.174. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.28 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 81.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 81.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton :**On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{81.25}{58.53} = 1.39 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :• **Dans l'acier :**

$$M_s^t = 12.12 \text{ KN.m.}$$

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_1^t}{bd} = 0.174. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.932. \\ K_1 = 58.53. \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.12 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 3.14} = 230.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 230.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton :**

$$\text{On vérifier que : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{230.08}{58.53} = 3.93 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{aligned} \triangleright \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \triangleright \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} \\ \triangleright \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée !}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que $f \leq f_{adm} = L/500 = 4000/500 = 8 \text{ mm.}$

$$f = \frac{5}{348} \frac{L^4 q_s^{\max}}{E_v I_0} .$$

$$\text{Avec: } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t^t (v_2 - c)^2 .$$

Détermination de v_1 et v_2 :

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 3.14$$

$$\mathbf{B_0 = 2047.25 \text{ cm}^2.}$$

$$S_{xx} = \frac{100h^2}{2} 15 A_t^t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18$$

$$\mathbf{S_{xx} = 20847.80 \text{ cm}^3.}$$

$$\text{Alors : } v_1 = \frac{20847.80}{2047.25} = 10.18.$$

$$\text{Donc : } v_1 = \mathbf{10.18\text{cm.}}$$

$$v_2 = \mathbf{9.82\text{cm.}}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 4.52 (9.82 - 2)^2 = 69611.74.$$

$$I_0 = \mathbf{69611.74\text{cm}^3}.$$

$$\text{D'ou : } f = \frac{5}{348} \times \frac{11.36(3650)^4}{10818.86 \times 69611.74 \times 10^4} = 3.85\text{mm.}$$

$$f = \mathbf{3.85\text{mm.}}$$

$$f = \mathbf{3.85\text{mm} < f_{\text{adm}} = 8\text{mm.}}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

III-4-Calcul des poutres palières :

La poutre palière est considérée encastree à ces deux extrémités dans les poteaux. C'est une poutre de section rectangulaire.

A-Poutre palière des escaliers d'étage courant :

A-1-Pré dimensionnement :

- Hauteur de la poutre :

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

Avec :

h_t : Hauteur de la poutre.

L : Longueur de la poutre entre nus d'appuis, **$L=290\text{cm}$** .

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \quad \Rightarrow \quad 19.33 \leq h_t \leq 29\text{cm}.$$

On opte **$h_t = 30\text{cm}$** .

- Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

On opte **$b=20\text{cm}$** .

➤ Vérification des conditions exigées par le RPA :

$$b=20\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière est de dimension $(20 \times 30)\text{cm}^2$.

A-2-Détermination des charges et surcharges d'exploitation :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G=0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5\text{KN/ml}.$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_{Au} = 29.92 \text{ KN}.$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_{As} = 21.65 \text{ KN}.$$

A-3-Combinaison de charge :**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_{Bu} = 1.35 \times 1.5 + 29.92 = 31.95 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS:

$$q_s = G + R_{Bu} = 1.5 + 21.65 = 23.15 \text{ KN/ml.}$$

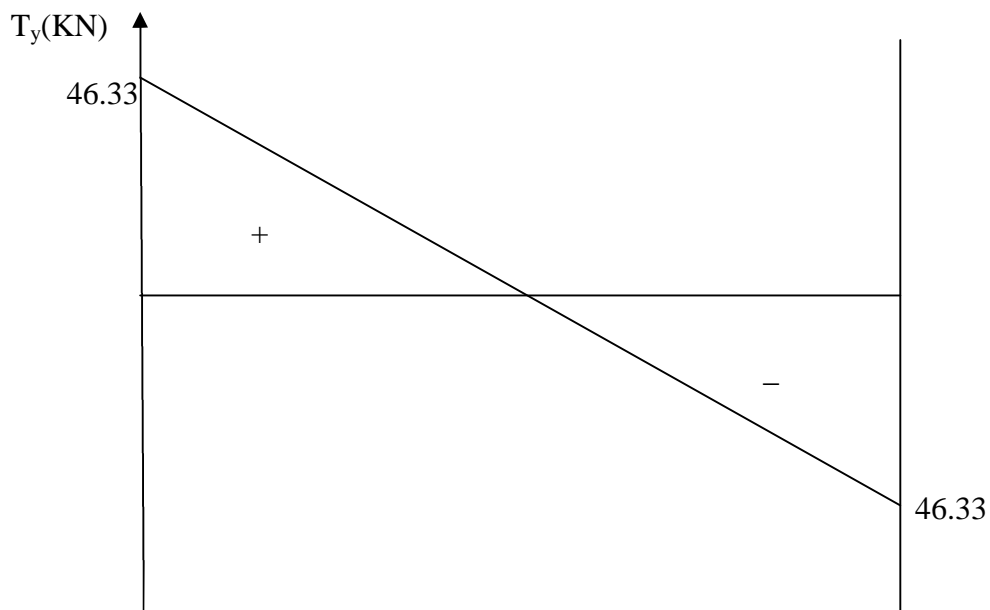
A-4-Calcul à l'ELU:**1-Calcul des efforts internes :****a)-Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{31.95 \times 2.9}{2} = 46.33 \text{ KN.}$$

b)-Calcul de moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31.95 \times 2.9^2}{8} = 33.59 \text{ KN/ml.}$$

En tenant compte des semi-encastremets on aura :

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_u = -10.10 \text{ KN.m.}$ **En travée : $M_u^t = 0.85 M_u = 28.55 \text{ KN.m.}$** **2- Diagrammes des efforts internes à l'ELU :****Fig III- 4-A-1-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

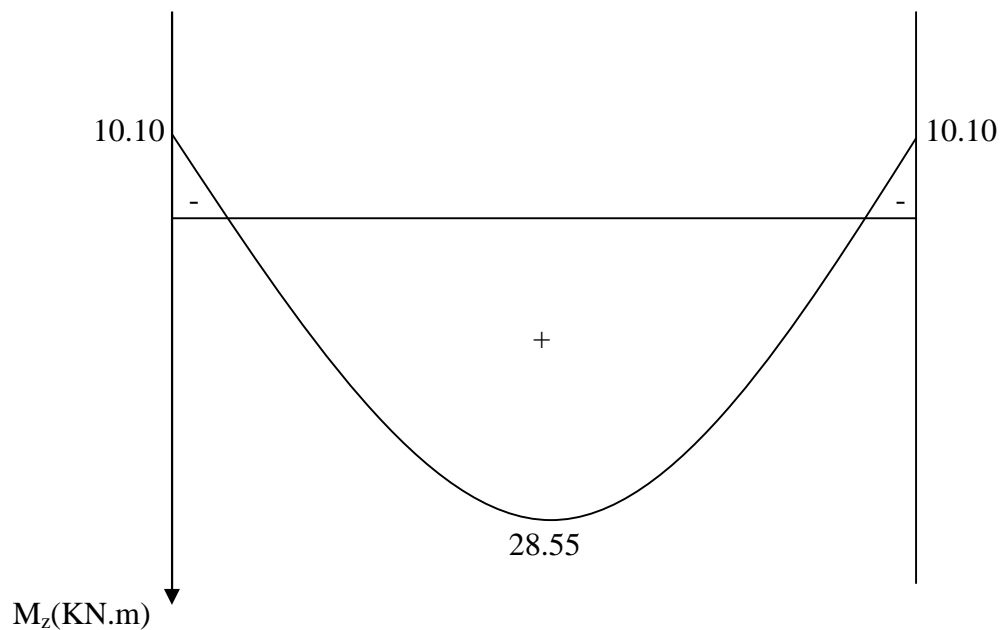


Fig III- 4-A-2-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A-5-Calcul de ferrailage :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{28.55 \cdot 10^3}{20 \cdot 28^2 \cdot 14.2} = 0.128$$

$$\mu = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$\mu = 0.931 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3.15 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{10.10 \cdot 10^3}{20 \cdot 28^2 \cdot 14.2} = 0.045.$$

$$\mu = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.976.$$

$$\mu=0.045 < \mu_b=0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_c^a=0$).

$$A_l^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.10 \times \times}{0.976 \times 28^2 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_l^a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

Le RPA exige que :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section, donc :

$$A_a + A_t > \frac{0.5}{100} bh.$$

$$3.39 + 2.35 = 5.74 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2.$$

$$5.74 \text{ cm}^2 > 3.00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$A_a + A_t < \frac{4}{100} bh \quad \Rightarrow 5.74 \text{ cm}^2 < 24 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A-6-Vérification à l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99).

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99).

On doit vérifier $\tau_u = \overline{\tau_u}$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{46.33 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.83\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c)-Vérification de l'adhérence : (Art A.6.1 ,3 BAEL91 mod99).

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

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

$$\text{Avec } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{46.33 \times \times}{0.9 \times 28 \times 11.30 \times \times} = 1.63\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1.63\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Ancrage des barres aux appuis: (Art A.6.1, 221BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 12\text{mm}.$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}.$$

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

$$l_s = 42.25 \text{ cm}.$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99),

$$l_c = 0.4l_s \quad \Rightarrow l_c = 0.4 \times 42.25 = 17\text{cm}.$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

e)-Les armatures transversales : (Art A.7.2 ,2 BAEL91 mod 99).

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.2; 0.85; 2\} = 8.5 \text{mm.}$$

Soit $\phi_l = 8 \text{mm.}$

$$A_{rt} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{cm}^2.$$

On opte : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2.$

f)- Espacement des barres :

Aux appuis :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7.5 \text{ cm} < \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée:

$$S_t = \frac{h}{2} = 15 \text{cm} < \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A-7-Calcul à l'ELS :**1-Calcul des efforts internes :****a)- Calcul des efforts tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23.15 \times 2.9}{2} = 33.57 \text{KN.}$$

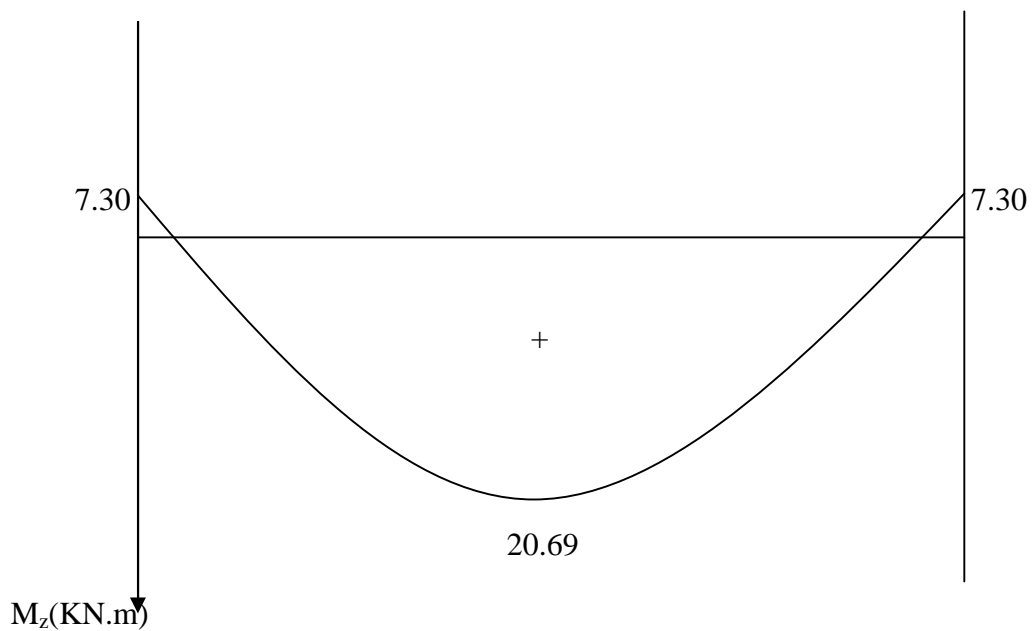
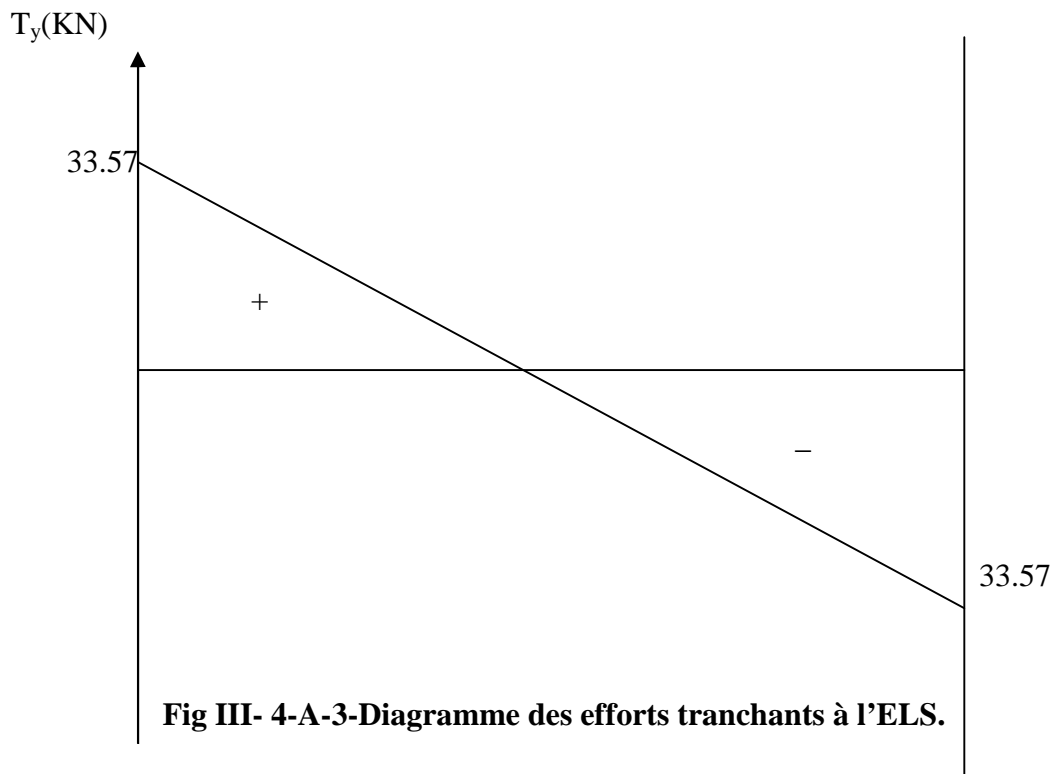
b)- Calcul du moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{23.15 \times 2.9^2}{8} = 24.34 \text{KN.ml.}$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

$$M_s^a = -0.3M_s = -7.30 \text{KN.m.}$$

$$M_s^t = 0.85M_s = 20.69 \text{KN.m.}$$

2- Diagramme des efforts internes à l'ELS :

A-8- Vérification à l'ELS :**a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 5.74 \text{ KN/ml.}$$

- **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = 0.418. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.901 \\ K_1 = 35.50 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.418 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.30 \times 10^3}{0.901 \times 28 \times 2.35} = 123.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 123.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123.13}{35.50} = 3.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

- **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_d A_t} \quad \rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = 0.605. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.885 \\ K_1 = 28.48 \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.605 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.69 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 246.29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st}=246.29\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st}=348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{246.29}{28.48} = 8.65\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.10 > \frac{20.69}{10 \cdot 24.34} = 0.08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.2}{20 \cdot 28} = 0.004 < 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

B-Poutre palière des escaliers du RDC:**B-1-Pré dimensionnement :****-Hauteur de la poutre :**

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

Avec :

h_t : Hauteur de la poutre.

L : Longueur de la poutre entre nus d'appuis, $L=3.70\text{m}$.

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.67 \leq h_t \leq 37\text{cm}.$$

On opte $h_t = 35\text{cm}$.

-Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

On opte $b = 25\text{cm}$.

➤ Vérification des conditions exigées par le RPA :

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière est de dimension $(25*35) \text{ cm}^2$.

B-2-Détermination des charges et surcharges d'exploitation :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 0.35 * 0.25 * 25 = 2.19\text{KN/ml}.$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_{Au} = 48.17 \text{ KN}.$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_{As} = 34.73 \text{ KN}.$$

B-3-Combinaison de charge :**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_{Au} = 1.35 \cdot 2.19 + 48.17 = 51.13 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS:

$$q_s = G + R_{Au} = 2.19 + 34.73 = 36.92 \text{ KN/ml.}$$

B-4-Calcul à l'ELU:**1-Calcul des efforts internes :****a)-Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{51.13 \cdot 3.70}{2} = 94.59 \text{ KN.}$$

b)-Calcul de moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{51.13 \cdot 3.70^2}{8} = 87.50 \text{ KN/ml.}$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

Aux appuis: $M_u^a = -0.3M_u = -26.25 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_u^t = 0.85 M_u = 74.37 \text{ KN.m.}$

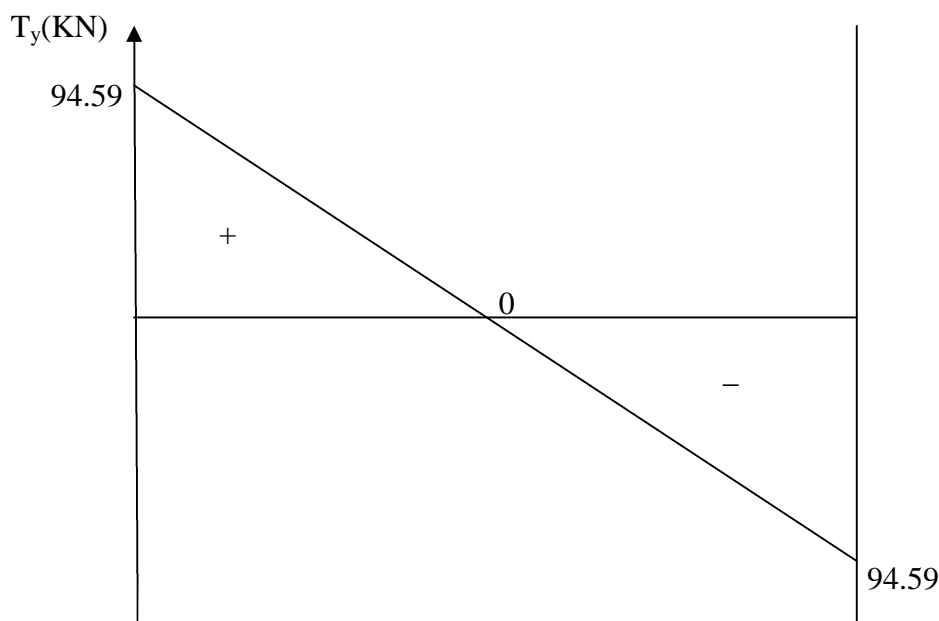
2-Diagrammes des efforts internes :**a)-Diagramme des efforts tranchants:**

Fig III-4-B-1- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

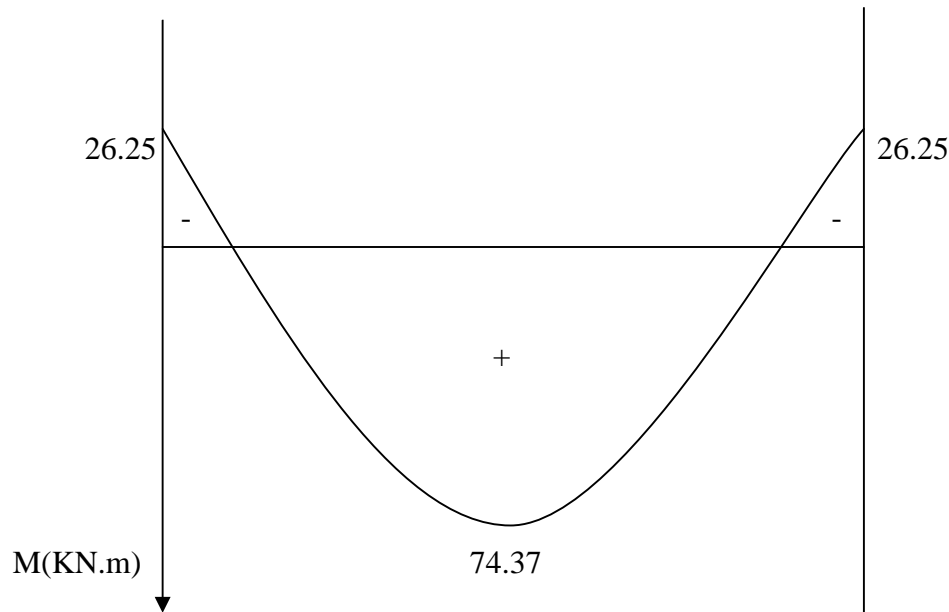


Fig III-4-B-2-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

B-5-Calcul de ferrailage :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{74.37 \cdot 10^3}{25 \cdot 33^2 \cdot 14.2} = 0.192$$

$$\mu = 0.192 \Rightarrow \beta = 0.892.$$

$$\mu = 0.192 < \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 7.26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_{st} = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{26.25 \cdot 10^3}{25 \cdot 33^2 \cdot 14.2} = 0.068.$$

$$\mu = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.965.$$

$$\mu=0.068 < \mu_b=0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_c^a=0$).

$$A_l^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.25 \cdot 10^3}{0.965 \cdot 33^2 \cdot 348} = 2.37 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_l^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Le RPA exige que :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section, donc :

$$A_a + A_t > \frac{0.5}{100} bh.$$

$$3.39 + 8.04 = 11.43 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.38 \text{ cm}^2.$$

$$11.43 \text{ cm}^2 > 4.38 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$A_a + A_t < \frac{4}{100} bh \Rightarrow 11.43 \text{ cm}^2 < 35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B-6-Vérification à l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99).

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1 / 400 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99).

On doit vérifier $\tau_u = \overline{\tau_u}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{94.59 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.15\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 1.15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c)-Vérification de l'adhérence : (Art A.6.1 ,3 BAEL91 mod99).

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

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

Avec
$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.6 = 20.10 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{94.59 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 20.10 \times 10^2} = 1.58\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1.58\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Ancrage des barres aux appuis: (Art A.6.1, 221BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 16\text{mm}.$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}.$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56\text{cm}.$$

$$l_s = 56 \text{ cm}.$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99),

$$l_c = 0.4l_s \quad \Rightarrow l_c = 0.4 \times 56 = 22.5\text{cm}.$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

e)-Les armatures transversales : (Art A.7.2 ,2 BAEL91 mod 99).

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.6; 1.00; 2.5\} .$$

Soit $\phi_1=8\text{mm}$.

$$A_{rt} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{cm}^2 .$$

On opte : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$.

f)- Espacement des barres :

Aux appuis :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 8.75 \text{ cm} < \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée:

$$S_t = \frac{h}{2} = 17\text{cm} < \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B-7-Calcul à l'ELS :**1-Calcul des efforts internes :****a)- Calcul des efforts tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{36.92 \times 3.70}{2} = 68.30 \text{KN}.$$

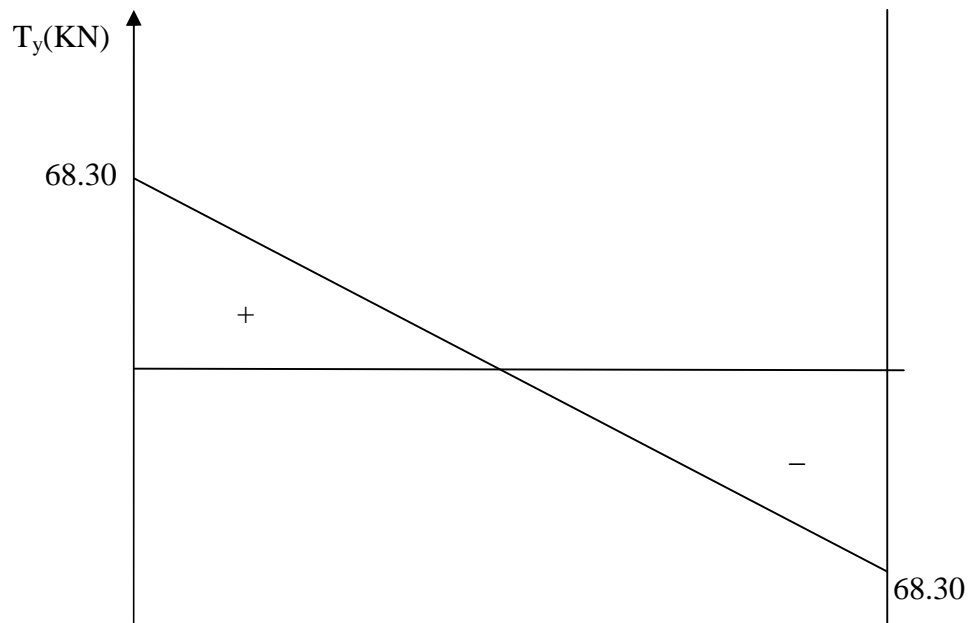
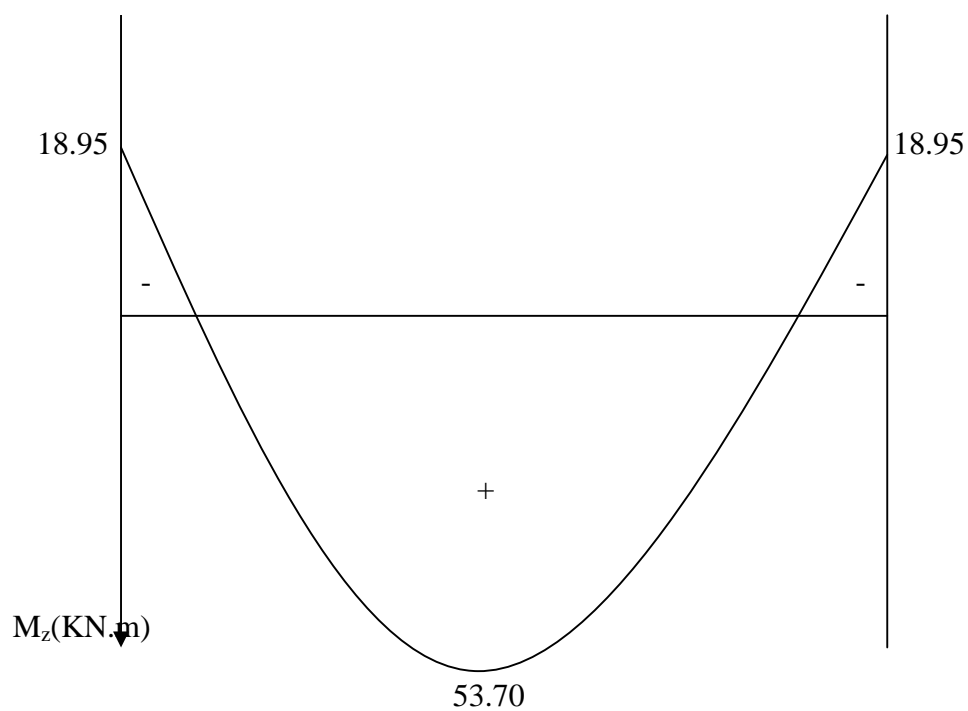
b)- Calcul du moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{36.92 \times 3.70^2}{8} = 63.18 \text{KN.ml}.$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

$$M_s^a = -0.3M_s = -18.95 \text{KN.m}.$$

$$M_s^t = 0.85M_s = 53.70 \text{KN.m}.$$

2- Diagramme des efforts internes à l'ELS :**Fig III- 4-B-3-Diagramme des efforts tranchants l'ELS.****Fig III-4-B-4-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

B-8- Vérification à l'ELS :**a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 18.95 \text{ KN/ml.}$$

- **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_1^a} \quad \rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = 0.408. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.902. \\ K_1 = 36.02. \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.408 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{18.95 \times 10^3}{0.902 \times 33 \times 3.39} = 187.80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 187.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{187.80}{36.02} = 5.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

- **Dans l'acier :**

✓ La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta d A_t} \quad \rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = 0.975. \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.862. \\ K_1 = 21.23. \end{array} \right\}$$

$$\rho_1 = 0.975 \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{53.70 \times 10^3}{0.862 \times 33 \times 8.04} = 234.80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st}=234.80\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st}=348\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{234.80}{21.23} = 11.06\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.09 > \frac{53.70}{10 \cdot 63.18} = 0.08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.2}{20 \cdot 28} = 0.009 < 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

VI-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée, dans les deux sens en tenant compte des combinaisons suivantes :

La combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q.$$

Les combinaisons accidentelles :

$$\text{RPA 2003} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normale maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort normal correspondant.

VI-1-Recommandations du RPA 99 version 2003 :**a)-Armatures longitudinal :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droit et sans crochet.

Pourcentage minimale :

-Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone II_a).

$$\text{*Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\text{mim}} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{cm}^2.$$

$$\text{*Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\text{mim}} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{cm}^2.$$

$$\text{*Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\text{mim}} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{cm}^2.$$

Pourcentage maximal :

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% (Zone II_a).

$$\text{*Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\text{mim}} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2.$$

$$\text{*Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\text{mim}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2.$$

$$\text{*Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\text{mim}} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2.$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% (Zone II_a).

$$*\text{Poteaux (45}\times\text{45)} : A_{\text{mim}} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2.$$

$$*\text{Poteaux (40}\times\text{40)} : A_{\text{mim}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$$

$$*\text{Poteaux (35}\times\text{35)} : A_{\text{mim}} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2.$$

-Le diamètre minimal des aciers est de 12mm ($\emptyset \geq 12\text{mm}$).

-La longueur de recouvrement minimale est de $L_r = 40\emptyset$ (Zone II_a).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm pour la zone II_a.

b)-Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2 RPA 91 version 99}).$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \geq 15\emptyset \Rightarrow \text{en zone courante.}$$

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement.

a, b : Dimensions de section droite du poteau.

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%.$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%.$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing_{\text{cheminées}} > 12$), pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur du poteau.

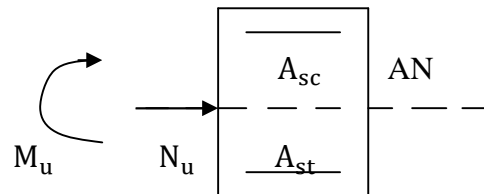
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 45° ayant une longueur droite de $10\varnothing_{\min}$.

VI-2-Calcul des armatures longitudinales :

➤ Exposé de la méthode de calcul :

La section du poteau est soumise à la flexion composée, sous un effort de compression N_u appliqué au centre de gravité et un moment de flexion M_u par rapport au centre de gravité G.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$



e_u : Distance entre le centre de gravité et le centre de pression.

Deux cas peuvent se présenter :

a)-Section partiellement comprimée :

-La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est vérifiée :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$ ou
 - $e_u < \left(\frac{h}{2} - c\right)$.
- $N_u (d-c) - M_t \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$.

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

M_f : Moment fictif.

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_b = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

μ Tableaux β .

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

La section réelle d'armature est : $A_{st} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si $\mu > \mu_b = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

Donc on calcul : $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu}$.

$$\Delta M = M_f - M_1.$$

Avec :

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec: $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

La section réelle d'armature :

$$A_{sc} = A'$$

$$A_{st} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b)-Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$.
- $N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$.

Deux cas peuvent se présenter :

1)- $N_u (d - c') - M_f < (0.5h - c') b h f_{bu}$.

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0.$$

$$\text{Avec: } \Psi = 0.3571 \times \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu} - 0.8571 \frac{c'}{h}}$$

$$2) -N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_u - (d - 0.5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_{sc1}.$$

Remarque:

Si l'excentricité est nulle ($e_u = \frac{M_u}{N_u}$) la compression est pure, le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec:

B: Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

VI-3-Calcul de ferrailage des poteaux :

a)-Tableau des sollicitations :

Zones	combinaisons	N_{max}	M_{corr}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}
III	Acc	-1547.06	12.792	-0.27	18.741	57.048	-1051.91
	ELU	-2041.42	3.003	-51.1	7.542	41.286	-145.93
	ELS	-1480.46	1.158	-37.3	15.18	32.584	-825.43
II	Acc	-1203.64	17.091	-34.84	41.434	80.748	-439.94
	ELU	-1579.23	4.379	-310.07	2.444	38.779	-430.43
	ELS	-1144.68	3.467	-226.615	11.908	28.72	-429.20
I	Acc	-569.48	16.435	-8.76	25.35	63.781	-90.07
	ELU	-744.03	3.862	-49.99	0.403	43.693	-102.08
	ELS	-539.85	17.817	36.6	15.419	30.534	-83.36

Tableau VI-1- Tableau des sollicitations.

➤ **Exemple de calcul des armatures longitudinales :**

❖ **Sens transversale (sous le moment M_2) :**

* Poteaux (45×45) :

$$N_{\max} = -2041.42 \text{KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 3.003 \text{KN.m.}$$

$$N_{\min} = -51.1 \text{KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 7.542 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} = 41.286 \text{KN.m} \Rightarrow N_{\text{corr}} = -145.93 \text{KN.}$$

▪ **Calcul de l'excentricité:**

Pour le N_{\max} et le M_{corr} :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.003}{2041.42} \times 10^2 = 0.15 \text{cm.}$$

$$\text{Et } \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{cm.} \quad (c=2\text{cm}).$$

$$e = 0.15 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 20.5 \text{cm.}$$

$$\text{Calcul de } (d-c) N_u - M_f = \left(0.337 - \frac{0.81c}{h}\right) bh^2 f_{bu}.$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$d = h - c = 45 \times 0.2 = 43 \text{cm.}$$

On a :

$$M_f = 3.003 + 2041.42 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 421.49 \text{KN.m.}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 2041.42 - 421.49 = 415.49 \text{KN.m.}$$

$$(0.337h - 0.81c') bhf_{bc} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.02) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 389.49 \text{KN.m.}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = 415.49 \text{KN.m} > (0.337h - 0.81c') bhf_{bc} = 389.49 \text{KN.m.}$$

⇒ La section est entièrement comprimée (SEC).

Donc on doit vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f < (0.5h - c') bhf_{bc}.$$

$$(0.5h - c') bhf_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.02) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 589.48 \text{KN.m.}$$

$$\text{Donc : } N_u(d-c') - M_f = 415.49 \text{KN.m} < (0.5h - c') bhf_{bc} = 589.48 \text{KN.m.}$$

Calcul des armatures :

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec: $\Psi = 0.3571 \times \frac{2041.42(0.43 - 0.02) - 421.49}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.$

$$A_{sc1} = \frac{2041.42 - 0.75 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^2}{348 \times 10^3} \approx 0. \Rightarrow A_{sc1} = 0 ; A_{sc2} = 0.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant : (les calculs sont fait à l'aide du logiciel SOCOTEC)

❖ Sens longitudinal (sous le moment M_2) :

ZONE	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	$\frac{h-c}{2}$ (cm)	Nature	A_{inf} cm ²	A_{sup} cm ²	A_{min} cm ²	Choix d'armature	A_{adp} cm ²
I	$N_{max}-M_{cr}$	-2041.42	3.003	0.15	20.5	SEC	0	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
	$N_{min}-M_{cr}$	-51.1	7.542	14.7	20.5	SEC	0	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
	$M_{max}-N_{cr}$	-145.93	41.286	28.3	20.5	SPC	0.72	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
II	$N_{max}-M_{cr}$	-1579.23	4.379	0.28	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
	$N_{min}-M_{cr}$	-310.07	2.444	0.79	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
	$M_{max}-N_{cr}$	-430.43	38.779	0.09	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
II I	$N_{max}-M_{cr}$	-744.03	3.862	0.52	15.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
	$N_{min}-M_{cr}$	-49.99	0.403	0.81	15.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
	$M_{max}-N_{cr}$	-102.08	43.693	42.8	15.5	SPC	2.58	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67

Tableau VI-2- Ferraillage des poteaux sous le moment M_2 à l'ELU.

❖ Sens transversal (sous le moment M_3) :

ZONE	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	$\frac{h-c}{2}$ (cm)	Nature	A_{inf} cm ²	A_{sup} cm ²	A_{min} cm ²	Choix d'armature	A_{adp} cm ²
I	$N_{max}-M_{cr}$	-2041.42	1.627	0.07	20.5	SEC	0	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
	$N_{min}-M_{cr}$	-51.1	20.786	40.6	20.5	SPC	0.65	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
	$M_{max}-N_{cr}$	-1131.45	44.935	3.97	20.5	SEC	0	0	16.2	4HA14+4HA20	18.71
II	$N_{max}-M_{cr}$	-1579.23	4.801	0.30	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
	$N_{min}-M_{cr}$	-310.07	16.367	5.27	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
	$M_{max}-N_{cr}$	-588.03	39.494	6.71	18	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.16
II I	$N_{max}-M_{cr}$	-744.03	24.651	3.31	15.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
	$N_{min}-M_{cr}$	-49.99	21.126	42.3	15.5	SPC	1.15	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
	$M_{max}-N_{cr}$	-113.61	41.897	36.9	15.5	SPC	2.25	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67

Tableau VI-3-Ferraillage des poteaux sous le moment M_3 à l'ELU.

VI-4-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

a)-Diamètre des armatures :

D'après le (BAEL 91 mod 99), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche au tiers de diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm.}$$

Avec :

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (deux cadres de $\phi 8$).

b)-Espacement des armatures :

Selon le RPA 99 mod 2003 (Art 7.4.2.2), la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est donné comme suit :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons $S_t = 8 \text{ cm.}$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons $S_t = 15 \text{ cm.}$

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c)-Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad ; \quad I_f = 0.7h_e.$$

Pour le cas le plus défavorable (RDC) : $h_e = 4.08 \text{ m.}$

$$I_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

Avec :

I_f : Longueur de flambement du poteau.

a : Diamètre de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda_g = \frac{2.856}{0.45} = 6.35.$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%.$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003bS_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En zone de recouvrement:

$$A_{\min} = 0.003bS_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On prend $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

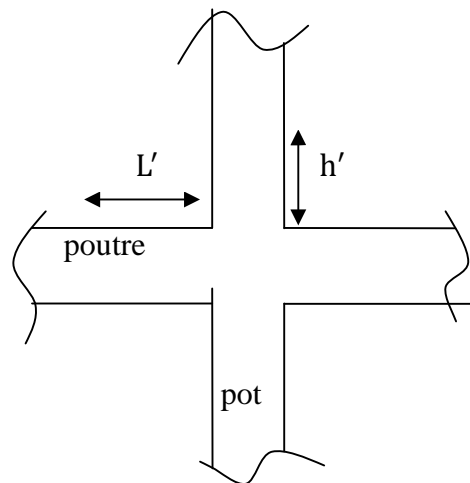
$$L' = 2h.$$

$$h' = \max\left\{\frac{h}{2}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1 ; h_1$: Dimension du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.



Donc :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$h' = 70 \text{ cm.}$$

VI-5-Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA 99 mod2003) :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone II}_a.$$

Pour les HA20 :

$$L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

VI-6-Longueur de scellement droit (Art 6.1.23 BAEL 91 mod 99) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

Pour les HA20 :

$$l_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 75 \text{ cm.}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 60 \text{ cm.}$$

Pour les HA14 :

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

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 43 \text{ cm.}$$

VI-7-Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99 mod 2003) :

Il faut vérifier que : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{db} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}.$$

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement.

T_u : Effort tranchant de la section étudiée.

b : Largeur de la section étudiée.

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

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g=6.35 > \lambda_g=5 \Rightarrow \rho_b=0.075$.

$$\overline{\tau_{bu}}=0.075 \times 25=1.88 \text{MPa.}$$

*Pour la zone I :

$$V_u=23.91 \text{KN.}$$

$$\tau_{bu}=\frac{23.91 \times 10^3}{45 \times 45 \times 10^2}=0.21 \text{MPa} < \overline{\tau_{bu}}=1.88 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*Pour la zone II :

$$V_u=35.77 \text{KN.}$$

$$\tau_{bu}=\frac{35.77 \times 10^3}{40 \times 40 \times 10^2}=0.22 \text{MPa} < \overline{\tau_{bu}}=1.88 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*Pour la zone III :

$$V_u=30.49 \text{KN.}$$

$$\tau_{bu}=\frac{30.49 \times 10^3}{35 \times 35 \times 10^2}=0.25 \text{MPa} < \overline{\tau_{bu}}=1.88 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-8-Calcul d'armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99 mod 2003) :

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de la section étudiée.

h_1 : Hauteur totale de la section étudiée.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur pris égal à :

$$\rho_a=2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a=3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

Dans notre cas : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a=2.5$.

Zone nodale : $S_t=10 \text{cm.}$

$$\text{Zone I : } A_t=10 \times \frac{2.5 \times 23.91 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2}=0.33 \text{cm}^2.$$

$$\text{Zone II : } A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 35.77 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone III : } A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 30.49 \times 10^3}{35 \times 400 \times 10^2} = 0.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{Zone I : } A_t = 15 \times \frac{2.5 \times 23.91 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone II : } A_t = 15 \times \frac{2.5 \times 35.77 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} = 0.89 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone III : } A_t = 15 \times \frac{2.5 \times 30.49 \times 10^3}{35 \times 400 \times 10^2} = 0.82 \text{ cm}^2.$$

On prend pour tous les poteaux deux cadres de HA8, donc $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI-9-Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

On a deux cas à vérifier :

- Cas d'une section partiellement comprimée ($e_s > \frac{h}{6}$) :

Pour vérifier les contraintes du béton, on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + L_c.$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression.

L_c : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_2 Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0.$$

Avec :
$$L_c = \frac{h}{2} - e_s.$$

$$P = -3(L_c)^2 - \frac{90A_{sc2}}{b} (L_c - c') + \frac{90A_{sc1}}{b} (d - L_c).$$

$$q = -2(L_c)^3 - \frac{90A_{sc2}}{b} (L_c - c') - \frac{90A_{sc1}}{b} (d - L_c)^2.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}.$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $U = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = U - \frac{P}{3U}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_1^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_3^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right).$$

$$\alpha = \arccos\left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right] \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + L_c < h$ et on calcul l'inertie de la section homogène réduit :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_{sc1}(d - y_1)^2 + A_{sc2}(y_2 - c')^2].$$

La contrainte est :
$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 N_s y_2}{I}.$$

➤ Cas d'une section entièrement comprimée :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{2}$$

On calcul l'aire de la section homogène totale.

$$S = bh + 15(A_{sc1} + A_{sc2}).$$

La position du centre de gravité situé à une distance X_G au dessus de centre de gravité.

$$X_G = 15 \times \frac{A_{sc2}(0.5h - c') - A_{sc1}(0.5h - c')}{bh + 15(A_{sc1} + A_{sc2})}.$$

Le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + 15 \left[A_{sc2} \left(\frac{h}{2} - c' - X_G \right)^2 \right] + \left[A_{sc1} \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right].$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

N_s : Effort de compression à la base.

M_s : Moment fléchissant à la base.

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

Sens longitudinal (sous M_2) :

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e	h/6	Nature	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_{s\ sup}$	$\sigma_{s\ inf}$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
I(45×45)	$N_{max}-M_{ror}$	-1480.46	2.124	0.14	7.5	SEC	6.83	6.6	102.2	99.10	15	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-37.30	5.457	14.63	7.5	SPC	0.5	0	7	-2.89	15	348	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-106.58	29.737	27.90	7.5	SPC	2.73	0	36.6	-52.10	15	348	CV
II(40×40)	$N_{max}-M_{ror}$	-1144.68	3.102	0.27	6.67	SEC	6.66	6.19	99.40	93.40	15	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-226.61	1.74	0.77	6.67	SEC	1.4	1.14	20.80	17.40	15	348	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-313.92	28.189	8.98	6.67	SPC	3.86	0	54.70	-2.21	15	348	CV
III(35×35)	$N_{max}-M_{ror}$	-539.85	2.646	0.49	5.83	SEC	4.25	3.67	63.30	55.50	15	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-36.60	0.269	0.73	5.83	SEC	0.3	0.24	4.42	3.63	15	348	CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-75.01	31.816	42.42	5.83	SPC	5.64	0	70.10	-115.9	15	348	CV

Tableau VI-4-Vérifications à l'ELS sous M_2 .

❖ Sens transversale (sous M_3) :

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e	h/6	Nature	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_{s\ sup}$	$\sigma_{s\ inf}$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
I(45×45)	$N_{\max}-M_{\text{ror}}$	-1480.46	1.158	0.08	7.5	SEC	6.77	6.65	101.50	99.80	15	348	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-37.30	15.18	40.69	7.5	SPC	1.39	0	18.10	-36.70	15	348	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-825.43	32.584	3.95	7.5	SPC	5.50	1.99	80.10	32.10	15	348	CV
II(40×40)	$N_{\max}-M_{\text{ror}}$	-1144.68	3.467	0.30	6.67	SEC	6.68	6.17	99.90	93.00	15	348	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-226.61	11.908	5.25	6.67	SEC	2.15	0.40	30.90	7.26	15	348	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-429.20	28.72	6.69	6.67	SPC	4.52	0.30	64.70	7.64	15	348	CV
III(35×35)	$N_{\max}-M_{\text{ror}}$	-539.85	17.817	3.30	5.83	SEC	5.93	1.99	85.50	33.20	15	348	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	-36.60	15.419	42.13	5.83	SEC	2.74	0	34.00	-75.40	15	348	CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-83.36	30.534	36.63	5.83	SPC	5.45	0	68.40	-139.70	15	348	CV

Tableau VI-4-Vérfications à l'ELS sous M_3 .

V- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

La combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q.$$

Les combinaisons accidentelles :

$$\text{RPA 2003} \Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

V-1-Recommandations du RPA 99 version2003 :**a)-Armatures longitudinal :**

-Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{cm}^2$.

-Le pourcentage maximum des armatures longitudinales est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{cm}^2$.

La longueur de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres par nœud.

b)-Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b.$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est donné par :

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right).$$

$$\text{En zone courante : } S_t = \frac{h}{2}.$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales, et dans le cas des sections en travée avec armature comprimé c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V-2-Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{-Calcul du moment réduit } \mu : \quad \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b0}} = 14.2 \text{ MPa.}$$

*Si $\mu \leq \mu_b = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

i.e. : la section ne contiendra que les aciers tendus.

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} & , \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \\ A_{sc} = 0. \end{cases}$$

*Si $\mu > \mu_b = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

i.e. : la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$A_{sc} \neq 0.$$

On doit calculer $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$.

$$\Delta M = M_u - M_r.$$

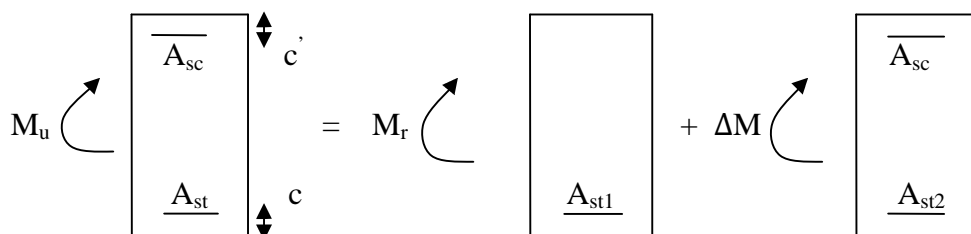


Fig V-1-Ferrailage des poutres doublement armée.

A_{sc} : La section d'acier supérieure comprimé

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue.

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Donc :

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

V-3-Calcul d'armatures longitudinales :

➤ Ferrailage des poutres principales et secondaires :

✓ Exemple de calcul:

1-Calcul du moment réduit :
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{45.92 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.075 < \mu_b = 0.392.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.075 \Rightarrow \beta = 0.960.$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{45.92 \times 10^6}{0.960 \times 380 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures des poutres principales et secondaires, sont résumés dans les tableaux suivants :

V-4-Ferrailage des poutres principales à l'ELU en travée :

Zone	Niv	M^{\max} KN.m	M	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
III	9	48.84	0.075	SSA	0.960	3.86	4HA12	4.52
	8	46.15	0.075	SSA	0.960	3.63	4HA12	4.52
	7	46.21	0.075	SSA	0.960	3.64	4HA12	4.52
	6	45.92	0.075	SSA	0.960	3.62	4HA12	4.52
II	5	44.75	0.073	SSA	0.962	3.52	4HA12	4.52
	4	43.77	0.071	SSA	0.963	3.44	4HA12	4.52
	3	43.29	0.070	SSA	0.964	3.40	4HA12	4.52
	2	42.87	0.070	SSA	0.964	3.37	4HA12	4.52
I	1	41.23	0.067	SSA	0.965	3.24	4HA12	4.52
	RDC	45.92	0.075	SSA	0.960	3.62	4HA12	4.52

Tableau V-1- Ferrailage des poutres principales.

V-5- Ferrailage des poutres principales aux appuis (G + Q + E) :

Zone	Niv	$M^{max}_{KN.m}$	M	Obs	β	$A_{cal} (cm^2)$	Ferrailage	$A_{adp} (cm^2)$
III	9	-125.239	0.133	SSA	0.928	8.90	3HA14+3HA12	9.23
	8	-131.370	0.139	SSA	0.924	9.37	3HA16+3HA12	9.42
	7	-129.720	0.138	SSA	0.925	9.24	3HA16+3HA12	9.42
	6	-126.906	0.135	SSA	0.927	9.03	3HA16+3HA12	9.42
II	5	-120.769	0.128	SSA	0.931	8.55	6HA14	9.23
	4	-116.324	0.124	SSA	0.934	8.21	6HA14	9.23
	3	-107.369	0.114	SSA	0.939	7.53	6HA14	9.23
	2	-95.019	0.101	SSA	0.946	6.61	6HA12	6.78
I	1	-77.869	0.083	SSA	0.956	5.35	6HA12	6.78
	RDC	-65.72	0.070	SSA	0.964	4.49	6HA12	6.78

Tableau V-2- Ferrailages des poutres principales aux appuis.

On opte pour chaque zone le même ferrailage :

Travée + appuis { Zone I : 4HA12+6HA12.
 Zone II : 4HA12+6HA14.
 Zone III : 4HA12+ (3HA16+3HA12).

V-6-Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU en travée :

Zone	Niv	$M^{max}_{KN.m}$	M	Obs	β	$A_{cal} (cm^2)$	Ferrailage	$A_{adp} (cm^2)$
III	9	38.394	0.099	SSA	0.947	3.00	3HA12	3.39
	8	47.143	0.122	SSA	0.935	3.72	3HA14	4.62
	7	43.761	0.113	SSA	0.939	3.44	3HA14	4.62
	6	40.047	0.104	SSA	0.945	3.14	3HA12	3.39
II	5	35.878	0.092	SSA	0.952	2.80	3HA12	3.39
	4	34.699	0.090	SSA	0.953	2.71	3HA12	3.39
	3	29.604	0.076	SSA	0.960	2.30	3HA12	3.39
	2	25.746	0.067	SSA	0.965	1.99	3HA12	3.39
I	1	15.644	0.040	SSA	0.980	1.20	3HA12	3.39
	RDC	8.60	0.022	SSA	0.989	0.66	3HA12	3.39

Tableau V-3- Ferrailage des poutres secondaires en travée.

V-7-Ferrailage des poutres secondaires aux appuis (G+Q+E) :

Zone	Niv	M ^{max} _(KN.m)	M	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{adp} (cm ²)
III	9	-81.973	0.138	SSA	0.925	5.66	6HA12	6.78
	8	-96.286	0.163	SSA	0.910	6.71	6HA12	6.78
	7	-99.061	0.167	SSA	0.907	6.91	3HA14+3HA12	8.01
	6	-102.243	0.173	SSA	0.904	7.14	3HA14+3HA12	8.01
II	5	-107.243	0.185	SSA	0.896	7.53	3HA14+3HA12	8.01
	4	-112.647	0.194	SSA	0.891	7.93	3HA14+3HA12	8.01
	3	-113.746	0.196	SSA	0.890	8.02	6HA14	9.23
	2	-108.549	0.187	SSA	0.895	7.62	3HA14+3HA12	8.01
I	1	-93.486	0.161	SSA	0.911	6.50	6HA12	6.78
	RDC	-66.047	0.114	SSA	0.939	4.51	6HA12	6.78

Tableau V-4-Ferrailages des poutres secondaires aux appuis.

On opte le même pour chaque zone ferrailage :

Travée + appuis

{	Zone I : 3HA12+6HA12.
	Zone II : 3HA12+6HA14.
	Zone III : 3HA14+ (3HA14+3HA12).

V-8-Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003 par rapport aux sections minimales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres et de 0.5% en toute section.

a)- Pour les poutres principales :

$$A_{\min} = 6.00\text{cm}^2.$$

Pour la zone I :

$$A_{\text{tot}}^t = 4\text{HA12} + 3\text{HA12} = 7.92\text{cm}^2 > A_{\min} = 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA14} + 6\text{HA12} = 10.18\text{cm}^2 > A_{\min} = 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la zone II :

$$A_{\text{tot}}^t = 4\text{HA12} + 3\text{HA14} = 9.14\text{cm}^2 > 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 6\text{HA14} + 3\text{HA12} = 12.62\text{cm}^2 > 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la zone III :

$$A_{\text{tot}}^t = 4\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 10.59\text{cm}^2 > 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA}12 + (3\text{HA}16 + 3\text{HA}12) = 22.81\text{cm}^2 > 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)- Pour les poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = 4.375\text{cm}^2.$$

Pour la zone I :

$$A_{\text{tot}}^t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA}12 + 6\text{HA}12 = 10.18\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la zone II :

$$A_{\text{tot}}^t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01\text{cm}^2 > 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA}12 + 6\text{HA}14 = 12.62\text{cm}^2 > 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la zone III :

$$A_{\text{tot}}^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.23\text{cm}^2 > 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 6\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 12.62\text{cm}^2 > 4.375\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les exigences de l'RPA est vérifiée.

Remarque :

On adoptera pour le ferrailage des poutres aux voisinages des voiles le même que celui des poutres secondaires.

V- 9- Vérification à l'ELU :**a)-Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que $A_s > A_{\text{min}}$.

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principale :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38\text{cm}^2.$$

$$A_s > A_{\text{min}} = 1.38\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Poutre secondaire :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification aux cisaillements :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

Dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable (nuisible) la contrainte $\bar{\tau}_u$ égal à :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}, \quad V_u^{\max} : \text{Effort tranchant maximal à l'ELU.}$$

$$\text{-Poutres principales (30} \times \text{40) : } \tau_{u1} = \frac{129.33 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.13 \text{ MPa.}$$

$$\text{-Poutres secondaires (25} \times \text{35) : } \tau_{u2} = \frac{100.06 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u1} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{u2} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

On doit vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u$.

$$\bar{V}_u = 0.4ab \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad a = 0.9d.$$

$$\bar{V}_u = 0.4ab \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{-Poutres principales: } \bar{V}_u = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 38 \times \frac{2.5}{1.5} = 684 \text{ KN.}$$

$$V_u = 129.33 \text{ KN} < \bar{V}_u = 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{-Poutres secondaires: } \bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 33 \times \frac{2.5}{1.5} = 495 \text{ KN.}$$

$$V_u = 100.06 \text{ KN} < \bar{V}_u = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d-Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n\pi\phi.$$

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

-Poutres principales :

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{129.33 \times 10^3}{0.9 \times 38 \times 15.072 \times 10^2} = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Poutres principales :

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{100.06 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 13.188 \times 10^2} = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e-Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4\bar{\tau}_{su}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour les HA16} \Rightarrow l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14} \Rightarrow l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA12} \Rightarrow l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 modifiées 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet, la longueur de la partie ancrée hors crochet est : $L_c = 0.4 l_s$ pour les aciers à HA.

$$\text{Pour les HA16} \Rightarrow L_c = 0.4 \times 56.34 = 22.54 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14} \Rightarrow L_c = 0.4 \times 49.30 = 17.72 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA12} \Rightarrow L_c = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.}$$

V-10--Calcul des armatures transversales :

a)-Diamètre des armatures :

Selon le BAEL 91 modifiée 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\text{les conditions suivantes : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right).$$

Avec : ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures transversales.

- Poutres principales : $\phi_t \leq \min(1.14 ; 1.20 ; 3.00) = 11.4 \text{mm}$.

- Poutres secondaires : $\phi_t \leq \min(1.00 ; 1.40 ; 1.50) = 10 \text{mm}$.

On adopte pour les poutres principales et secondaires le même diamètre pour les armatures transversales : $\phi_t = 8 \text{mm}$.

b)-Espacement des armatures :

L'espace des armatures transversales est de :

***En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right)$.

-Poutres principales $\Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2\right) = 10 \text{cm}$.

Soit $S_t = 7 \text{cm}$.

-Poutres secondaires $\Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4\right) = 8.75 \text{cm}$.

Soit $S_t = 7 \text{cm}$.

***En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales $\Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{cm}$.

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

-Poutres secondaires $\Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{cm}$.

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

✓ Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2h$.

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{cm}\right\}$.

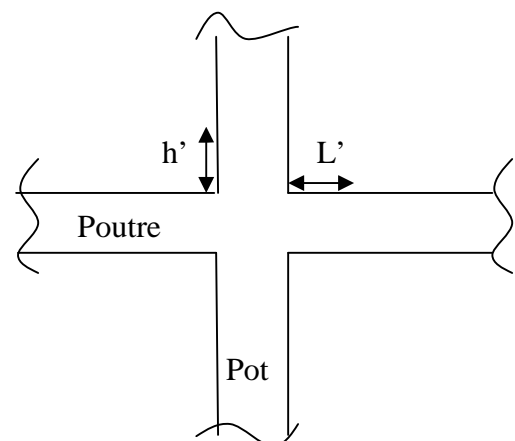
h : Hauteur de la poutre.

b_1, h_1 : Délimitations du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{cm} \Rightarrow$ Pour les poutres principales.



$L'=2 \times 35=70\text{cm} \Rightarrow$ Pour les poutres secondaires.

$h'=70\text{cm} \Rightarrow$ Pour les poutres principales et secondaires.

c)-Armatures transversales minimales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t^{\min}=0.003bS_t$.

-Poutres principales : $A_t^{\min}=0.003 \times 30 \times 15=1.35\text{cm}^2 < A_t=2.01\text{cm}^2$.

-Poutres secondaires : $A_t^{\min}=0.003 \times 25 \times 15=1.35\text{cm}^2 < A_t=1.125\text{cm}^2$.

V-11-Vérification à l'ELS :

a)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu préjudiciable, alors cette vérification n'est nécessaire.

b)-Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

ie : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}=0.6f_{c28}=15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinale :

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres principales en travée :

Zone	M_s KN.m	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
I	33.104	4.52	0.396	0.0932	36.656	213.39	5.82	15	CV
II	32.559	4.52	0.396	0.9032	36.656	209.88	5.73	15	CV
III	35.741	4.52	0.396	0.9032	36.656	230.39	6.28	15	CV

Tableau V-5- vérifications de l'état limite ultime de compression du béton en travée.

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres principales aux appuis:

Zone	M_s KN.m	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
I	-49.49	6.78	0.595	0.08858	28.80	216.85	7.53	15	CV
II	-71.606	9.23	0.810	0.8713	23.84	243.31	10.21	15	CV
III	-84.48	9.42	0.826	0.8703	23.55	271.17	11.51	15	CV

Tableau V-6- vérifications de l'état limite ultime de compression du béton aux appuis.

❖ **Sens transversale :**

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres secondaires en travée:

Zone	M_s KN.m	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
I	11.218	3.39	0.410	0.9017	35.99	111.21	3.09	15	CV
II	26.131	3.39	0.410	0.9017	35.99	259.05	7.20	15	CV
III	34.373	4.62	0.560	0.885	29.86	253.75	8.50	15	CV

Tableau V-7- vérifications de l'état limite ultime de compression du béton en travée.

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres secondaires aux appuis:

Zone	M_s KN.m	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
I	-21.241	6.78	0.822	0.8715	23.62	108.93	4.61	15	CV
II	-44.895	9.23	1.119	0.8549	19.45	172.41	8.86	15	CV
III	-57.763	8.01	0.971	0.8622	21.29	253.45	11.90	15	Cv

Tableau V-8- vérifications de l'état limite ultime de compression du béton aux appuis.

c)-ELS vis-à-vis des déformations :

✓ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que $f_{adm} \leq f$.

❖ **Sens longitudinal :**

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 8.6\text{mm.}$$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

$$f = 7.2\text{mm.}$$

$f < f_{adm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

❖ **Sens transversal :**

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 8.4\text{mm.}$$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

$$\mathbf{f=3.2mm.}$$

$f < f_{adm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les sections calculées à l'ELU sont vérifiées, donc on peut garder ces sections d'armatures pour le ferrailage des poutres principales et secondaires.

VI-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

Zone I \Rightarrow Niveaux RDC, 1.

Zone II \Rightarrow Niveaux 2, 3,4 et5.

Zone III \Rightarrow Niveaux 6, 7, 8 et 9

VI-2-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage des voiles se fait par la méthode de RDM qui se fait pour une bande (d).

VI-3-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V=V'=\frac{L_V}{2}$.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right).$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L.$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

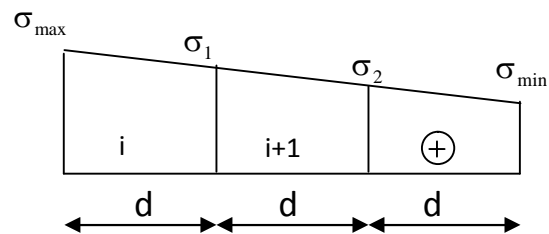
❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e.$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e.$$

Avec :

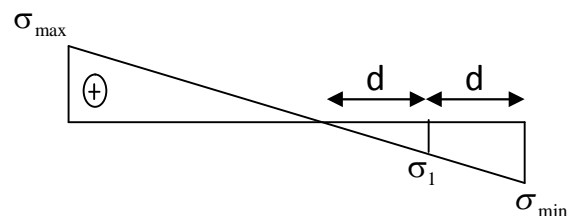
e : épaisseur du voile.



❖ **Section partiellement comprimée :**

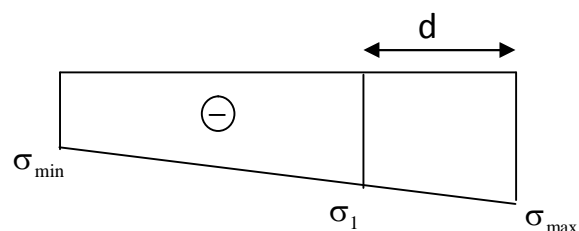
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e.$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e.$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e.$$



a)- Armatures verticales :❖ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$\sigma_{s10} = 400 \text{ MPa.}$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

b)- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ . D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c)- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d)- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4V_u$.

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e.$$

$$S_t \leq 30\text{cm}.$$

A chaque extrémité du voile 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 égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

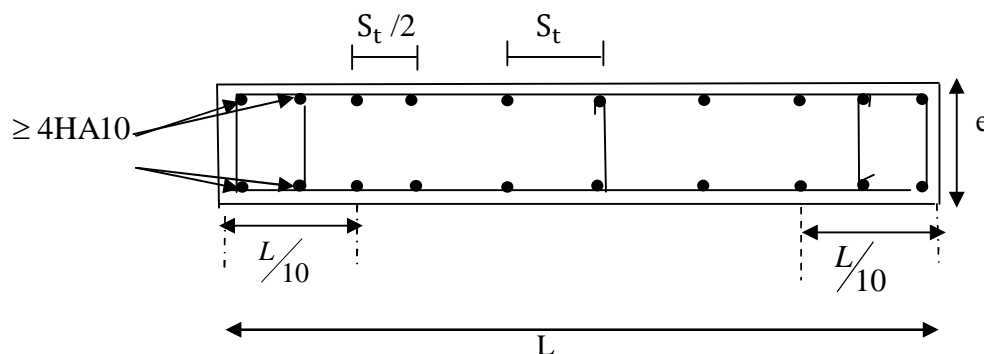
* $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

* $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de

l'épaisseur du voile.



FigVII-1- Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI-4-Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q.$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VI-5- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}.$$

$$\tau_b = \frac{V}{bd}$$

Avec :

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \quad ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI-6-Exemple de calcul : (zone I)

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal

$$L = 4.75\text{m} , \quad e = 20\text{cm}.$$

$$V=V'=h/2 ; \quad B = 0.95\text{m} ;$$

$$\sigma_{\max}=2538.87\text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min}=-7404.23\text{KN/m}^2.$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$L_c = 1.21\text{m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 3.45\text{m}.$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

Avec :

$$\mathbf{d=L_t/3.}$$

Soit un tronçon $d_1 = d_2 = d_3 = 1.179\text{m}$.

a)-Armatures verticales :

➤ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = 4666.027\text{MPa}.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 1345.96$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{10}} = 33.65\text{cm}^2.$$

➤ **2^{eme} tronçon :**

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - 2d)}{L_t} = 2333.013\text{MPa}.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = 807.576$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{10}} = 20.19\text{cm}^2.$$

➤ **3^{eme} tronçon :**

$$\sigma_3 = 0.$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times e = 269.192\text{KN}.$$

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{10}} = 6.73 \text{ cm}^2.$$

b)-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right) = 12.38 \text{ cm}^2.$$

c)-Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 9.24 \text{ cm}^2/\text{nappe}.$

D'après le RPA révisé 2003 : $A_H = 0.15\% B = 10.61 \text{ cm}^2/\text{bande}.$

d)-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

e)-Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 V_u.$

$$A_{vj} = 3.61 \text{ cm}^2.$$

Finalemment :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 34.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_1 = 2 \times 12 \text{ HA14} = 36.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_2 = 2 \times 19 \text{ HA14} = 27.70 \text{ cm}^2.$$

$$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4} = 14.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_3 = 2 \times 7 \text{ HA12} = 15.84 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le BAEL 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{73.54 \times 10^3}{0.2 \times 0.9 \times 4.75 \times 10^3} = 0.110 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u \times 10^3}{L \times e \times 0.9 \times 10^6} = 0.120 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$.

Avec :
$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A_v}$$

$$\sigma_b = 2.87 \text{ MPa} < 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-7- Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des différentes zones sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau VII-1 - ferrailage du voile VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,75	4,7	4,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,95	0,94	0,93	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2605,26	1354,94	953,99	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6999,04	-5174,94	-2591,49	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	73,54	124,25	200,21	
	L _t (m)	3,46	3,72	3,40	
	L _c (m)	1,29	0,98	1,25	
	d (m)	1,154	1,242	1,133	
	σ_1 [KN/m ²]	4666,027	3449,960	1727,660	
	σ_2 [KN/m ²]	2333,013	1724,980	863,830	
	N (kN)	N ₁	1345,96	1070,86	489,33
		N ₂	807,576	642,513	293,600
		N ₃	269,192	214,171	97,867
	A _v (cm ²)	A _{v1}	33,65	26,77	12,23
		A _{v2}	20,19	16,06	7,34
		A _{v3}	6,73	5,35	2,45
	A _{vj} (cm ²)		2,83	4,78	7,71
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	34,36	27,97	14,16
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20,90	17,26	9,27
		A3=A _{v3} +A _{vj} /4	7,44	12,35	5,99
	A _{min} (cm ²)		12,12	13,04	11,90
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,96	30,78	18,1
		Bonde 2	21,54	18,46	13,56
		Bonde 3	13,56	13,56	13,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*12HA14	2*10HA14	2*8HA12
		Bonde 2	2*7HA14	2*6HA14	2*6HA12
		Bonde 3	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	12	14
		Bonde 2	16	20	19
		Bonde 3	20	20	19
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10,38	11,17	10,20
	A _H /nappe (cm ²)		9,24	7,70	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12	8HA12	7HA10
	ep =20cm		(A=10,18cm ²)	A=9,05cm ²	A=5,49cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,086	0,147	0,239
		τ_b (MPa)	0,120	0,206	0,335
	ELS	N _s (kN)	2766,7	2934,46	1168,5
σ_b (MPa)		2,67	2,89	1,20	

Tableau VII-2 - ferrailage du voile VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,125	2,1	2,075	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,425	0,42	0,415	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2798,13	815,33	1394,41	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7303,58	-4694,96	-2410,1	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	6,31	39,01	69,46	
	L _t (m)	1,54	1,79	1,31	
	L _c (m)	0,59	0,31	0,76	
	d (m)	0,768	0,895	0,657	
	σ_1 [KN/m ²]	3651,790	2347,480	1205,050	
	N (kN)	N ₁	841,58	630,04	237,60
		N ₂	280,528	210,014	79,201
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21,04	15,75	5,94
		A _{v2}	7,01	5,25	1,98
	A _{vi} (cm ²)		0,24	1,50	2,67
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	21,10	16,13	6,61
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,07	5,63	2,65
	A _{min} (cm ²)		8,07	9,39	6,90
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21,54	18,46	11,3
		Bonde 2	11,3	11,3	11,3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA14	2*6HA14	2*5HA12
		Bonde 2	2*5HA12	2*5HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13	15	13
		Bonde 2	20	18	22
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,61	5,37	3,94
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	4,62	2,83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12	5HA12	3HA12
ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)	A=3,39cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,016	0,103	0,186
		τ_b (MPa)	0,023	0,144	0,260
	ELS	N _s (kN)	1503,7	1194,51	604,78
σ_b (MPa)		3,17	2,57	1,35	

Tableau VII-3 - ferrailage du voile VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,75	4,7	4,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,95	0,94	0,93	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2538,87	1265,04	964,09	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7404,23	-5477,43	-2582,88	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	93,78	163,43	272,55	
	L _t (m)	3,54	3,82	3,39	
	L _c (m)	1,21	0,88	1,26	
	d (m)	1,179	1,273	1,129	
	σ_1 [KN/m ²]	4672,770	3651,620	1721,920	
	σ_2 [KN/m ²]	2346,490	1825,810	860,960	
	N (kN)	N ₁	1342,25	1161,88	485,88
		N ₂	807,210	929,501	388,706
		N ₃	539,630	232,375	97,177
	A _v (cm ²)	A _{v1}	33,56	29,05	12,15
		A _{v2}	20,18	23,24	9,72
		A _{v3}	13,49	5,81	2,43
	A _{vi} (cm ²)		3,61	6,29	10,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	34,46	30,62	14,77
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	21,08	24,81	12,34
		A3=A _{v3} +A _{vi} /4	14,39	13,46	6,12
	A _{min} (cm ²)		12,38	13,36	11,85
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,96	30,78	18,08
		Bonde 2	27,7	27,7	13,56
		Bonde 3	15,84	13,56	13,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*12HA14	2*10HA14	2*8HA12
		Bonde 2	2*9HA14	2*9HA14	2*6HA12
		Bonde 3	2*7HA12	2*6HA12	2*6HA12
	S _i (cm)	Bonde1	10	13	14
		Bonde 2	13	14	19
		Bonde 3	17	21	19
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10,61	11,45	10,16
	A _H /nappe (cm ²)		9,24	7,70	4,52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12	8HA12	7HA10
	ep =20cm		(A=10.18cm ²)	A=9,05cm ²	A=5,49cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,110	0,193	523,000
		τ_b (MPa)	0,154	0,270	0,456
	ELS	N _s (kN)	3006,61	2465,98	1297,17
σ_b (MPa)		2,87	2,40	1,33	

Tableau VII-4 - ferrailage du voile VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,725	2,7	2,675		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,545	0,54	0,535		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3503,22	779,67	1183,98		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7811,07	-4510,92	-2104,19		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	5,85	55,78	90,45		
	L _t (m)	1,88	2,30	1,71		
	L _c (m)	0,84	0,40	0,96		
	d (m)	0,941	1,151	0,856		
	σ_1 [KN/m ²]	3905,535	2255,460	1052,095		
	N (kN)	N ₁	1102,10	778,85	270,15	
		N ₂	367,367	259,615	90,049	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27,55	19,47	6,75	
		A _{v2}	9,18	6,49	2,25	
	A _{vj} (cm ²)		0,23	2,15	3,48	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	27,61	20,01	7,62	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9,24	7,03	3,12	
	A _{min} (cm ²)		9,88	12,09	8,99	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27,7	21,54	13,56	
		Bonde 2	13,56	11,3	9,05	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA14	2*7HA14	2*6HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*5HA12	2*4HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	15	15	
		Bonde 2	15	23	21	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,64	6,91	5,14		
A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12	5HA12	4HA12		
ep =20cm		(A=7,92cm ²)	(A=5,65cm ²)	A=4,52cm ²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,012	0,115	0,188	
		τ_b (MPa)	0,017	0,161	0,263	
	ELS	N _s (kN)	1884,18	1511,18	779,88	
		σ_b (MPa)	3,10	2,56	1,37	

Tableau VII-5 - ferrailage du voile VT5 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,725	2,7	2,675		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,545	0,54	0,535		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	588,52	834,18	3541,95		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6444,03	-4728,94	-4342,3		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	17,83	18,73	26,19		
	L _t (m)	2,50	2,30	1,47		
	L _c (m)	0,23	0,40	1,20		
	d (m)	1,248	1,148	0,737		
	σ_1 [KN/m ²]	3222,015	2364,470	2171,150		
	N (kN)	N ₁	1206,79	814,02	479,80	
		N ₂	402,262	271,339	159,935	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30,17	20,35	12,00	
		A _{v2}	10,06	6,78	4,00	
	A _{vj} (cm ²)		0,69	0,72	1,01	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,34	20,53	12,25	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10,23	6,96	4,25	
	A _{min} (cm ²)		13,11	12,05	7,73	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	30,78	21,54	13,56	
		Bonde 2	13,56	13,56	9,05	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*10HA14	2*7HA14	2*6HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*4HA12
S _t (cm)		Bonde1	13	15	12	
		Bonde 2	20	20	18	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,49	6,89	4,42		
A _H /nappe (cm ²)		7,70	5,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	5HA12	4HA12		
ep =20cm		(A=9.05cm ²)	(A=5.65cm ²)	A=4,52cm ²		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,036	0,039	0,054	
		τ_b (MPa)	0,051	0,054	0,076	
	ELS	N _s (kN)	2391,06	2004,13	1043,09	
		σ_b (MPa)	3,91	3,38	1,83	

Tableau VII-6 - ferrailage du voile VT6 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,45	4,4	4,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,89	0,88	0,87	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3472,76	2094,78	2318,15	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6575,72	-4516,81	-3209,68	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	17,1	43,65	47,12	
	L _t (m)	2,91	3,01	2,53	
	L _c (m)	1,54	1,39	1,82	
	d (m)	0,971	1,002	0,842	
	σ_1 [KN/m ²]	4383,813	3011,207	2139,787	
	σ_2 [KN/m ²]	2191,907	1505,603	1069,893	
	N (kN)	N ₁	1063,83	754,29	450,39
		N ₂	638,300	452,574	270,232
		N ₃	212,767	150,858	90,077
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,60	18,86	11,26
		A _{v2}	15,96	11,31	6,76
		A _{v3}	5,32	3,77	2,25
	A _{vi} (cm ²)		0,66	1,68	1,81
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	26,76	19,28	11,71
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	16,12	11,73	7,21
		A3=A _{v3} +A _{vi} /4	5,48	8,59	5,18
	A _{min} (cm ²)		10,19	10,52	8,84
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	27,7	21,54	13,65
		Bonde 2	18,46	13,56	9,04
		Bonde 3	11,3	11,3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*9HA14	2*7HA14	2*6HA12
		Bonde 2	2*6HA14	2*6HA12	2*4HA12
		Bonde 3	2*5HA12	2*5HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	10	14	14
		Bonde 2	16	16	21
		Bonde 3	20	20	21
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,74	9,02	7,58
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,39	3,41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12	6HA12	5HA12
	ep =20cm		A=7,92cm ²	A=6,78cm ²	A=5,65cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,021	0,055	0,060
		τ_b (MPa)	0,030	0,077	0,084
	ELS	N _s (kN)	2429,19	1958,22	982,73
		σ_b (MPa)	2,53	2,10	1,10

Tableau VII-7 - ferrailage du voile VT7 (ascenseur) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,725	2,7	2,675		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,545	0,54	0,535		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2061,38	898,65	185,65		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5842,54	-4095,1	-1631,96		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	22,47	30,27	44,26		
	L _t (m)	2,01	2,21	2,40		
	L _c (m)	0,71	0,49	0,27		
	d (m)	1,007	1,107	1,201		
	σ_1 [KN/m ²]	2921,270	2047,550	815,980		
	N (kN)	N ₁	882,65	680,03	293,97	
		N ₂	294,217	226,676	97,990	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,07	17,00	7,35	
		A _{v2}	7,36	5,67	2,45	
	A _{vj} (cm ²)		0,87	1,17	1,70	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22,28	17,29	7,78	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7,57	5,96	2,88	
	A _{min} (cm ²)		10,58	11,62	12,61	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,62	18,1	18,1	
		Bonde 2	13,56	13,56	13,56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA14	2*8HA12	2*8HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
S _t (cm)		Bonde1	12	13	15	
		Bonde 2	20	18	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,04	6,64	7,21		
A _H /nappe (cm ²)		6,16	4,53	4,53		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	6HA10	6HA10		
ep =20cm		(A=6,28cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,046	0,062	0,092	
		τ_b (MPa)	0,064	0,087	0,129	
	ELS	N _s (kN)	1544,27	1225,39	656,45	
		σ_b (MPa)	2,56	2,09	1,13	

Tableau VII-8- ferrailage du voile VL8 (ascenseur) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,65	3,6	3,55	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,73	0,72	0,71	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1989,3	820,03	-29,83	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5766,29	-4040,99	-1632,93	
	Nature de la section		SPC	SPC	SET
	V _u (kN)	0,88	1,29	1,58	
	L _t (m)	2,71	2,99	3,55	
	L _c (m)	0,94	0,61	0,00	
	d (m)	1,357	1,496	1,183	
	σ_1 [KN/m ²]	2883,145	2020,495	1088,620	
	σ_2 [KN/m ²]			544,310	
	N (kN)	N ₁	1173,63	907,01	322,05
		N ₂	391,211	302,337	193,230
		N ₃	/	/	64,410
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29,34	22,68	8,05
		A _{v2}	9,78	7,56	4,83
		A _{v3}	/	/	1,61
	A _{vi} (cm ²)		0,03	0,05	0,06
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	29,35	22,69	8,07
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,79	7,57	4,85
		A3=A _{v3} +A _{vi} /4	/	/	3,63
	A _{min} (cm ²)		14,25	15,71	12,43
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	30,78	27,7	18,1
		Bonde 2	15,84	15,84	13,56
		Bonde 3	/	/	13,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*10HA14	2*9HA14	2*8HA12
		Bonde 2	2*7HA12	2*7HA12	2*6HA12
		Bonde 3	/	/	2*6HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	13	15	15
		Bonde 2	20	21	20
		Bonde 3	/	/	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,14	8,98	10,65
	A _H /nappe (cm ²)		7,70	6,93	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12	7HA12	5HA12
	ep =20cm		(A=7,92cm ²)	A=7,92cm ²	A=5,65cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,001	0,002	0,002
		τ_b (MPa)	0,002	0,003	0,003
	ELS	N _s (kN)	1919,43	1562,01	850,42
		σ_b (MPa)	2,40	1,99	1,12

VIII-1-Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) .
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du béton sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VIII-2- Choix du type de fondations :

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.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre les semelles isolées, filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

VIII-3- Dimensionnement :**VII-3-1-Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$AB \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

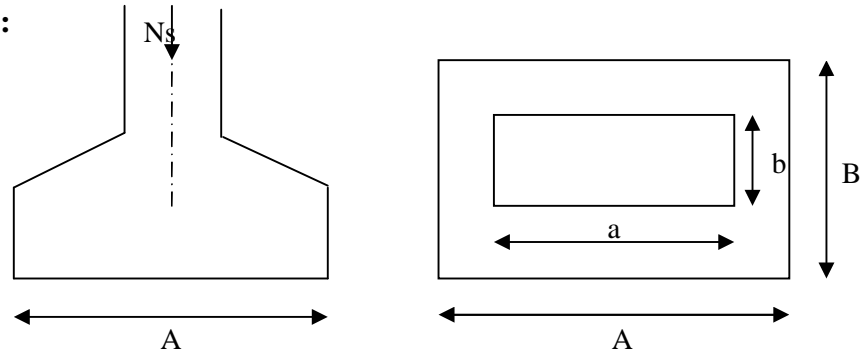


Fig VIII-1- Dimensions d'une fondation

✓ Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 2439.19 \text{ kN}; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

$$A=B \geq \sqrt{\frac{2439.19}{200}} = 3.49 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 3.5 \text{ m.}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-3-2-Semelles filantes :**a)-Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$).

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	2766.7	4.75	2.91	13.82
V _{L2}	3006.61	4.75	3.16	15.01
V _{L3}	1919.43	3.65	2.63	9.60
Somme				38.43

Tableau VIII-1- Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	1503.70	2.125	3.54	7.52
V _{T2}	2391.66	2.425	4.93	11.95
V _{T3}	2429.19	2.425	5.00	12.12
V _{T4}	1082.92	4.45	1.22	5.43
V _{T5}	1544.27	2.425	3.18	7.71
Somme				44.73

Tableau VIII-2- - Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

$$S_v = \sum S_i = 83.16 \text{m}^2.$$

b)-Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes 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.

- **Étapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul de la semelle dans le sens transversal.

✓ Exemple de calcul :

Charges transmises par le portique :

Poteaux	$ N_s = G + Q$ (KN)	M(KN.m)	e(m)	$N_s * e$ (KN.m)
1	970.3	2.018	1.6	1552.08
2	1480.44	2.131	5.6	8290.46
3	1392.14	3.473	9.3	12946.90
4	969.98	2.489	13.6	13191.74
5	188.42	0.763	15.8	2977.04
6	970.14	2.041	-1.6	-1552.22
7	1480.14	2.160	-5.6	-8288.78
8	1392.14	3.471	-9.3	-12946.90
9	969.97	2.490	-13.6	-13191.59
10	188.40	0.764	-15.8	-2976.72
	$\sum N_s = 10002.07$			

Tableau VIII-3- Détermination de la résultante des charges

1)-Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 10002.07 \text{ KN.}$$

2)-Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_s e_i + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow e = 0.002 \text{ m.}$$

3)-Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.002 < \frac{L}{6} = \frac{32.2}{6} = 5.36 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{10002.07}{32.05} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.002}{32.05}\right) = 312.20 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{10002.07}{32.05} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.002}{32.05}\right) = 311.08 \text{ KN/ml.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{10002.07}{32.05} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.002}{32.05}\right) = 312.14 \text{ KN/ml.}$$

4)-Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{312.14}{200} = 1.56\text{m} \quad \Rightarrow B = 2\text{m}.$$

$$S = B \times L = 2 \times 32.05 = 64.1 \text{ m}^2.$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_t = n \times S_s + S_v.$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_t = 10 \times 64.1 + 83.16 = 724.16 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{724.16}{716.32} = 1.$$

⇒ La surface totale des semelles représente 100 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure.

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VIII-3-3- Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII-3-3-1-Pré-dimensionnement du radier :➤ **condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : Portée maximale ($L_{\max} = 4.30 \text{ m}$).

$$\frac{430}{8} \leq h \leq \frac{430}{5} \Rightarrow 53.75 \text{ cm} \leq h \leq 86 \text{ cm}.$$

On prend $h=70 \text{ cm}$.

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}.$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}.$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier.

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Portée maximale ($L_{\max} = 4.30 \text{ m}$).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.3}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.85 \text{ m}.$$

On opte pour $h = 90 \text{ cm}$.

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$L_{\max} = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{50} \leq h_t \leq \frac{430}{40} \quad \Rightarrow \quad 8.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.75 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur de la dalle flottante égale à : **$h_{df} = 10 \text{ cm.}$**

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25 \text{ cm}).$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm.}$$

➤ **Nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm.}$$

Soit : **$h_n = 90 \text{ cm.}$**

La largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n \quad \Rightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq b \leq 63 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 50 \text{ cm.}$**

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Nervure

$h_d = 40 \text{ cm}$ Dalle

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

$h_{df} = 10 \text{ cm}$ Dalle flottante.

VIII-3-3-2-Détermination des efforts :

Sachant que : $S_{\text{bat}} = 716.32 \text{ m}^2$.

Les charges dues à la superstructure sont :

Charge permanente : $G_{\text{bat}} = 62260.74 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bat}} = 10373.01 \text{ KN}$.

ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 99611.51 \text{ KN}$.

ELS : $N_s = G + Q = 72633.75 \text{ KN}$.

VIII-3-3-3-Calcul de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{nes}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{99611.51}{1.33 \times 200} = 374.48 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{nes}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{72633.75}{200} = 363.17 \text{ m}^2.$$

D'où : $S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{nes}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nes}}^{\text{ELS}}) = 374.48 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{bat}} = 716.32 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 374.48 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}.$$

Donc la surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 716.32 + 0.5 (33.05 + 23.35) \times 2 = 772.72 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 772.72 \text{ m}^2.$$

VIII-3-3-4-Calcul des sollicitations à la base du radier :

- **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :** $P_{\text{bat}} = 62260.74 \text{ KN}$.

- **Poids du radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$.

Poids des nervures : $g_1 = (0.9-0.4) \times 0.5 \times (23.35 \times 10 + 33.05 \times 7) \times 25 = 1704.48 \text{ KN}$.

Poids de la dalle : $g_2 = 772.72 \times 0.4 \times 25 = 7727.2 \text{ KN}$.

Poids du TVO : $g_3 = [(0.9 - 0.4) \times (772.72 - 209.18)] \times 17 = 4790.09 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $g_4 = (772.72 - 209.18) \times 0.1 \times 25 = 1408.85 \text{ KN}$.

$$P_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 15630.62 \text{ KN}.$$

➤ **Charge permanente totale apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{\text{tot}} = P_{(\text{superstructure})} + P_{(\text{infrastructure})}.$$

$$G_{\text{tot}} = 62260.74 + 15630.62 = 77891.36 \text{ KN}.$$

- **Surcharges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 10373.01 \text{ KN}$.

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 772.72 = 2704.52 \text{ KN}$.

➤ **Surcharge totale :** $Q_{\text{tot}} = 10373.01 + 2704.52 = 13077.53 \text{ KN}$.

VIII-3-3-5-Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 124769.63 \text{ KN}$.

A l'ELS : $N_s = G + Q = 90968.89 \text{ KN}$.

VIII-3-3-6-Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU : $S_{\text{nes}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{124769.63}{1.33 \times 200} = 469.06 \text{ m}^2$.

A l'ELS : $S_{\text{nes}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{90968.89}{200} = 454.84 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{rad}} = 772.72 > \max(S_{\text{nes}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nes}}^{\text{ELS}}) = 469.06 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

VIII-3-3-6-Vérifications à l'ELU :**a)-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}.$$

$$b=1\text{m}; \quad d=0.9 \times 0.4 = 0.36\text{m}.$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{124769.63 \times 1}{772.72} \times \frac{4.30}{2} = 347.16\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{347.16 \times 10^{-3}}{0.36 \times 1} = 0.96\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.96\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la stabilité du radier :**➤ Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \gamma_w Z = 1.5 \times 10 \times 0.9 \times 772.72 = 10431.72\text{KN}.$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.9 \text{ m}$),

$P = 77891.36\text{KN} > 10431.72\text{KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum X_i S_i}{S_i} = 16.52\text{m}; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i S_i}{S_i} = 11.67\text{m}.$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 35063.15 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 70245.75 \text{ m}^4.$$

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 de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M=M_0+T_0h.$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

On doit vérifier que :

$$\text{E L U : } \sigma_m \leq 1.33\sigma_{\text{sol}}.$$

$$\text{E L S : } \sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}.$$

$$\sigma_{\text{sol}}=200\text{KN/m}^2 ; \quad 1.33\sigma_{\text{sol}}=266\text{KN/m}^2.$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{MV}{I}$$

Calcul des moments :

$$M_x = 10.49 + (0 \times 0.9) = 10.49 \text{KN.m.}$$

$$M_y = 15.82 + (0 + 0.9) = 15.82 \text{KN.m.}$$

➤ **Sens longitudinal :**

Accidentelle :

$$N_{\text{ser}} = G + 0.2Q$$

$$M_x = 68982.43 \text{KN.m;}$$

$$N_{\text{ser}} = 80506.87 \text{KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80506.87}{772.72} + \frac{71784.14}{70245.75} \times 16.52 = 121.07 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80506.87}{772.72} - \frac{71784.14}{70245.75} \times 16.52 = 87.30 \text{KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 121.07 + 87.30}{4} = 112.63 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 112.63 \text{KN/m}^2; \quad 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 112.63 \text{KN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELU: $M_x = 10.49 \text{ KN.m}$, $N_u = 124769.63 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124769.63}{772.72} + \frac{71784.14}{70245.75} \times 16.52 = 161.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124769.63}{772.72} - \frac{71784.14}{70245.75} \times 16.52 = 161.47 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = 161.47 \text{ KN/m}^2; \quad 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 161.47 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_x = 7.50 \text{ KN.m}$, $N_s = 90968.89 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90968.89}{772.72} + \frac{7.50}{70245.75} \times 16.52 = 117.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90968.89}{772.72} - \frac{7.50}{70245.75} \times 16.52 = 117.72 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = 117.73 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 117.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

Accidentelle : $N_{ser} = G + 0.2Q$

$$M_x = 70122.2 \text{ KN.m}; \quad N_{ser} = 80506.87 \text{ KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80506.87}{772.72} + \frac{70122.2}{70245.75} \times 11.67 = 127.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80506.87}{772.72} - \frac{70122.2}{70245.75} \times 11.67 = 80.35 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 127.52 + 80.35}{4} = 115.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 115.73 \text{ KN/m}^2; \quad 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 115.73 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELU: $M_y = 15.82 \text{ KN.m}$, $N_u = 124769.63 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124769.63}{772.72} + \frac{15.82}{35063.15} \times 11.67 = 161.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124769.63}{772.72} - \frac{15.82}{35063.15} \times 11.67 = 161.47 \text{ KN/m}^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = 161.72 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma_m = 161.72 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS: $M_y = 11.41 \text{ KN.m}$, $N_s = 90968.89 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90968.89}{772.72} + \frac{11.41}{35063.15} \times 11.67 = 117.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90968.89}{772.72} - \frac{11.41}{35063.15} \times 11.67 = 117.72 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = 117.73 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma_m = 117.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Remarque :

Vue que les contraintes sont maximales à l'ELU, donc on adopte le calcul des ferrillages à l'ELU.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	161.47	161.47	161.47	117.73	117.72	117.73	vérifiée
Y-Y	161.47	161.47	161.47	117.73	117.72	117.73	vérifiée

Tableau VIII-4- vérification des contraintes.

c)-Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite.

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

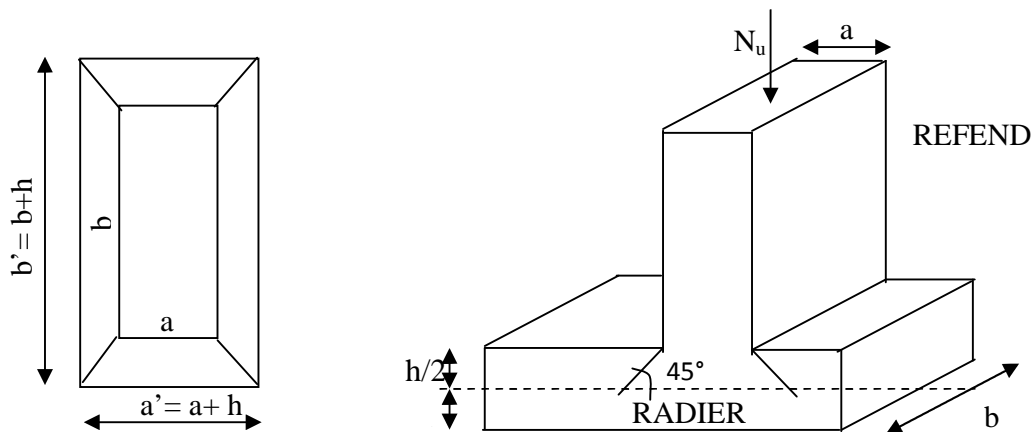


Fig VIII-2-Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.4m$$

$$N_u = 2041.42 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.9 \times 25 \times 1000}{1.5} = 3645.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) \times 2 = 6m$$

$$N_u = 1345.96 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 1000}{1.5} = 4050 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII-3-3-8-Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

7-1-Ferraillage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\rho \leq 0.4$ \Rightarrow Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \rho \leq 1$ \Rightarrow Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_m^L ; \sigma_m^T) = 161.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_m^L ; \sigma_m^T) = 117.73 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 161.47 - \frac{15630.36}{772.72} = 141.27 \text{ KN / m}^2 .$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 117.73 - \frac{15630.36}{772.72} = 97.50 \text{ KN / m}^2 .$$

A-Ferraillage de la dalle :**a)-Identification du panneau le plus sollicité :**

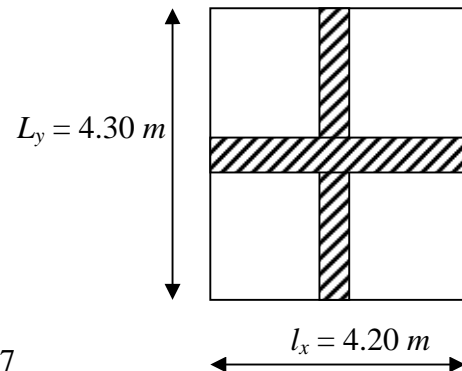
Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4.20m \\ l_y = 4.30m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{4.30} = 0.97$$

$$0.4 \leq \rho = 0.97 \leq 1$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.



➤ **Calcul des sollicitations:**

On a : $\rho = 0.97$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases} \quad \text{A l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$\text{Suivant (x-x) : } M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Suivant (y-y) : } M_y = \mu_y \times M_x.$$

b)-Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0393 \times 141.27 \times (4.2)^2 = 97.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.934 \times 97.94 = 91.48 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 97.94 = 83.25 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 91.48 = 77.76 \text{ KN.m.}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 97.94 = 48.97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 91.48 = 45.74 \text{ KN.m.}$$

c)-Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$;

➤ Sections minimales :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right).$$

Avec : Pour HA FeE400 : $\omega_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh.$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.97}{2} = 3.25 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage aux appuis :**Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} ; A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{48.97 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$\mu_b = 0.025 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.987.$$

$$A_x^a = \frac{48.97 \times 10^3}{0.987 \times 37 \times 348} = 3.85 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_x^a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement de $25 \text{ cm} < \min \{4 \text{ h} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} ; A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{45.74 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA.$$

$$\mu_b = 0.024 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.988.$$

$$A_y^a = \frac{45.74 \times 10^3}{0.988 \times 37 \times 348} = 3.60 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_y^a = 4HA12 = 4.52cm^2$.

Avec un espacement de 25 cm < min {4 h ; 45 cm} ⇒ Vérifiée.

➤ **Ferraillage en travées :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} ; A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{83.25 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392. \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$\mu_b = 0.043 \Rightarrow \beta = 0.978.$$

$$A_x^t = \frac{83.25 \times 10^3}{0.978 \times 37 \times 348} = 6.62cm^2$$

Soit : $A_x^t = 5HA14 = 7.69cm^2$.

Avec un espacement de 20 cm < min {3 h ; 33 cm} ⇒ Condition Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} ; A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{77.76 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA.$$

$$\mu_b = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980.$$

$$A_y^t = \frac{77.76 \times 10^3}{0.980 \times 37 \times 348} = 6.16cm^2.$$

Soit : $A_y^t = 5HA14 = 7.69cm^2$.

Avec un espacement de 20 cm < min {3 h ; 33 cm} ⇒ Condition Vérifiée.

Tableau récapitulatif :

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	S_t
X-X	ELU	Appuis	48.97	0.025	0.392	SSA	0.987	3.85	3.25	4.52	4HA12	25
		Travée	83.25	0.043		SSA	0.978	6.62	3.25	7.69	5HA14	20
Y-Y	ELU	Appuis	45.74	0.024		SSA	0.988	3.60	3.25	4.52	4HA12	25
		Travée	77.76	0.040		SSA	0.980	6.16	3.25	7.69	5HA14	20

Tableau VIII-5- Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

Sens			A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appuis	4.52	3.25	Condition vérifiée
		Travée	7.69		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	4.52	3.25	Condition vérifiée
		Travée	7.69		Condition vérifiée

Tableau VIII-6-Vérification de la condition de non fragilité

c)-Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation de moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0467 \times 97.50 \times (4.2)^2 = 80.32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.954 \times 80.32 = 76.62 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 80.32 = 68.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 76.62 = 65.13 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 80.32 = 40.16 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 76.62 = 38.31 \text{ KN.m.}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens		M_u	M_s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	48.97	40.16	1.22	0.027	0.0330	0.360	Condition vérifiée
	Travée	83.25	68.27	1.22	0.046	0.0562	0.360	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	45.74	38.3	1.19	0.025	0.0304	0.345	Condition vérifiée
	Travée	77.76	65.13	1.19	0.043	0.0510	0.345	Condition vérifiée

Tableau VIII-7- Vérification des contraintes dans le béton.

B- Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

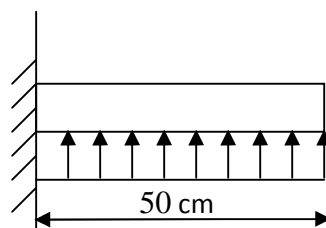


Fig VII-3- Schéma statique du débord.

B-1-Sollicitation de calcul :

❖ A l'ELU :

$$P_u = q_u \times 1m = 141.27 \text{ KN / ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-141.27 \times 0.5^2}{2} = -17.66 \text{ KN.m.}$$

❖ A l'ELS :

$$P_s = q_s \times 1m = 97.50 \text{ KN / ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-97.50 \times 0.5^2}{2} = -12.19 \text{ KN.m.}$$

B-2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 17.66 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.66 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.392.$$

$$\mu_b = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.66 \times 10^3}{0.995 \times 37 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit: } A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

B-3-Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 > A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA}12} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}.$$

Avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA}10} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}.$$

B-4-Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{17.66}{12.19} = 1.45 \quad ; \quad \mu = 0.010 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0126.$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45.$$

Il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes à l'ELS.

Remarque :

Etant donné que les armatures du radier sont supérieures à celle du débord, on adopte le même ferrailage pour l'ensemble.

C- Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Cas de chargement trapézoïdal

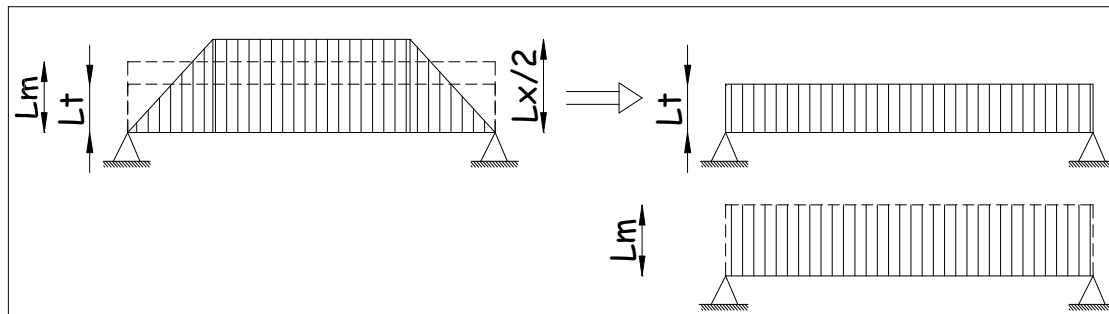


Fig VIII-4- Présentation des chargements simplifiés.

- Effort tranchant

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

- Moment fléchissant

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

- Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Effort tranchant

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

- Moment fléchissant

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

1)-Détermination des efforts :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

➤ **Sens longitudinal (x-x):**

A l'ELU :

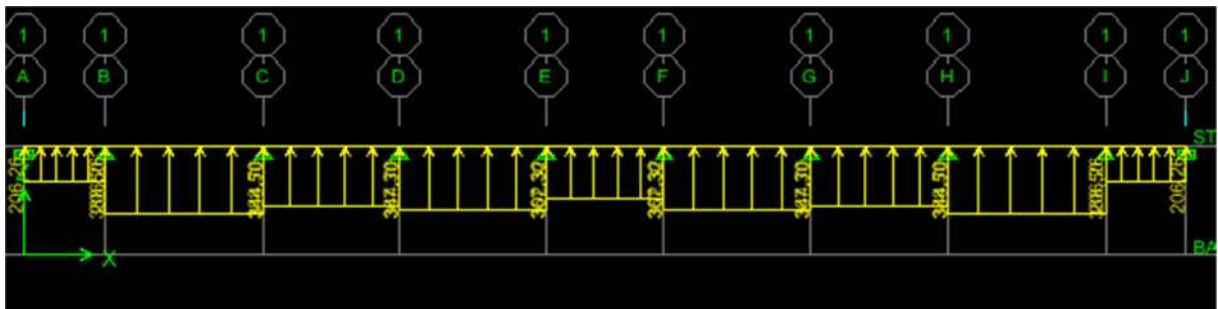


Figure VIII-5-Schéma statique de chargement à l'ELU en KN(pour moment fléchissant)

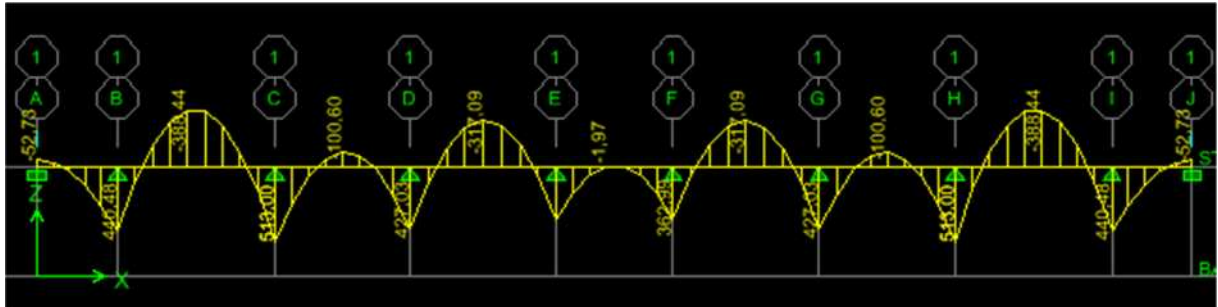


Figure VIII-6- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m.

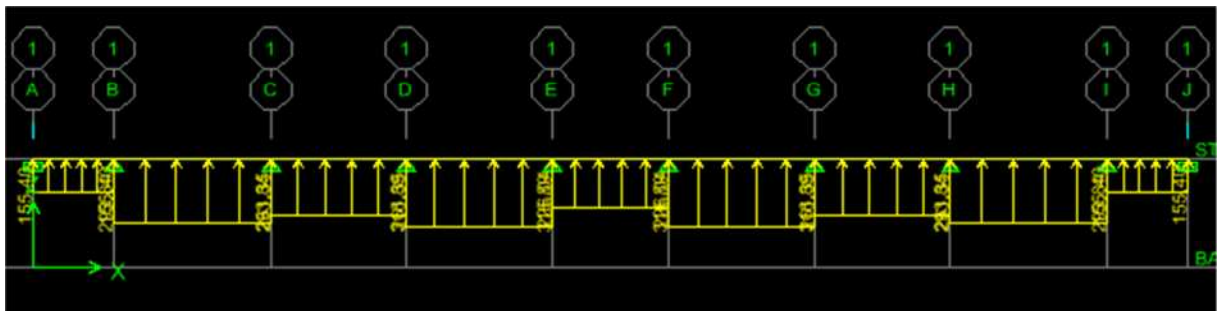


Figure VIII-7- Schéma statique de chargement à l'ELU en KN(pour effort tranchant)

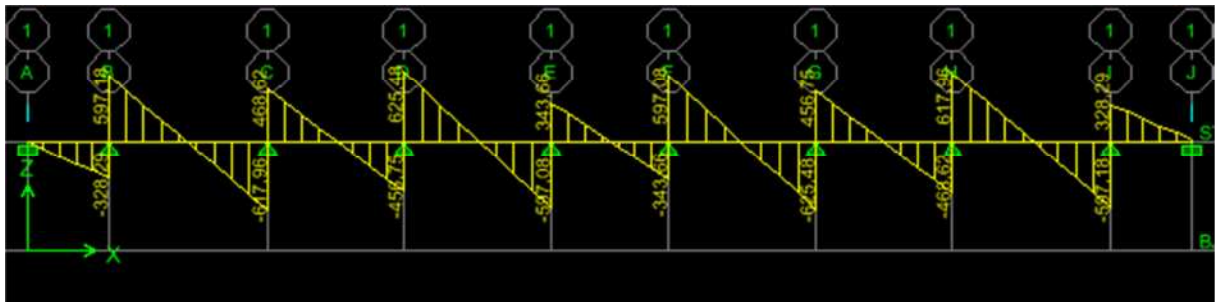


Figure VIII-8- Diagramme des efforts tranchant à l'ELU en KN.

AP'ELS :

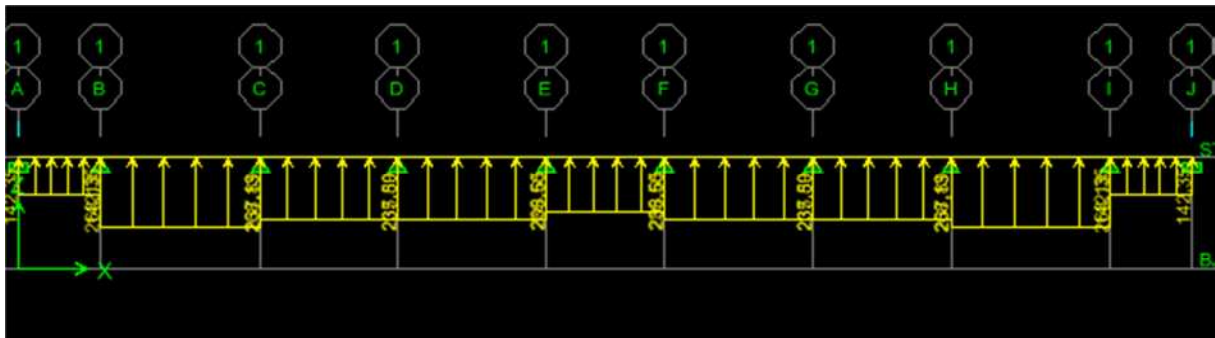


Figure VIII-9-Schéma statique de chargement à l'ELS en KN(pour moment fléchissant)

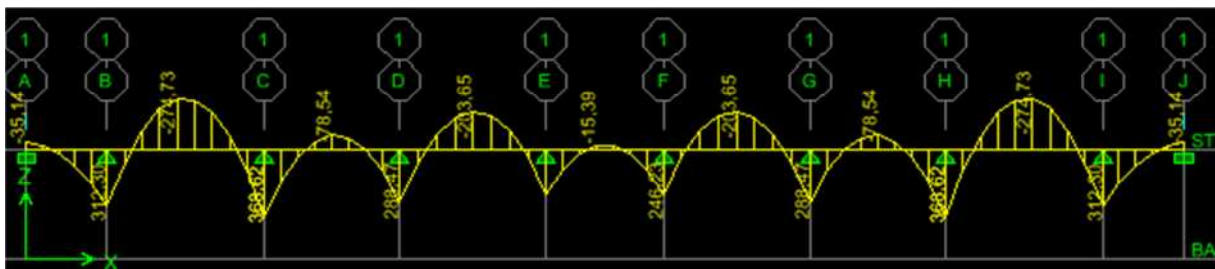


Figure VIII-10-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m.

➤ Sens transversal (y-y):

A l'ELU :

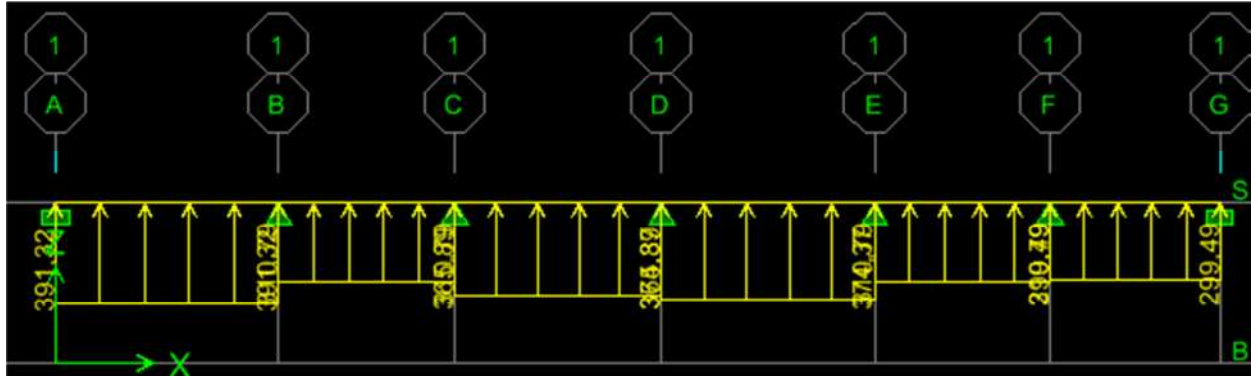


Figure VIII-11-Schéma statique de chargement à l'ELU en KN(pour moment fléchissant)

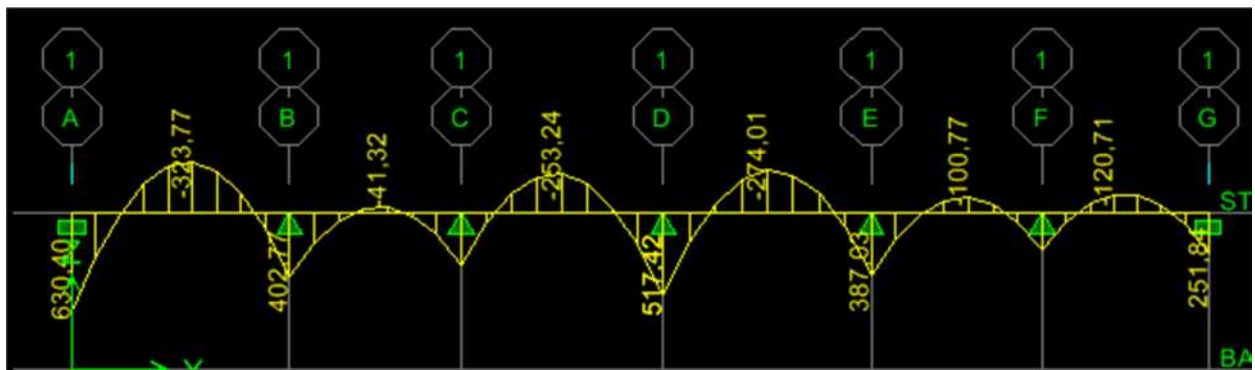


Figure VIII-12- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m.

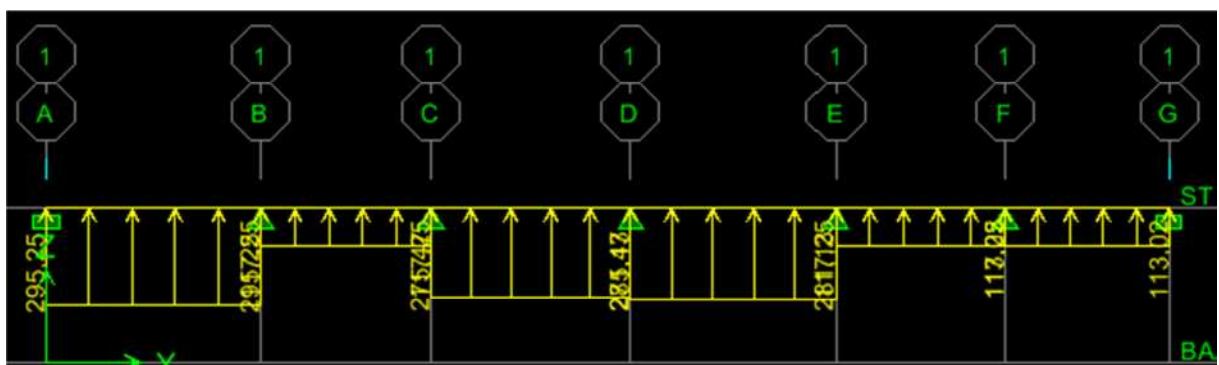


Figure VIII-13- Schéma statique de chargement à l'ELU en KN(pour effort tranchant)

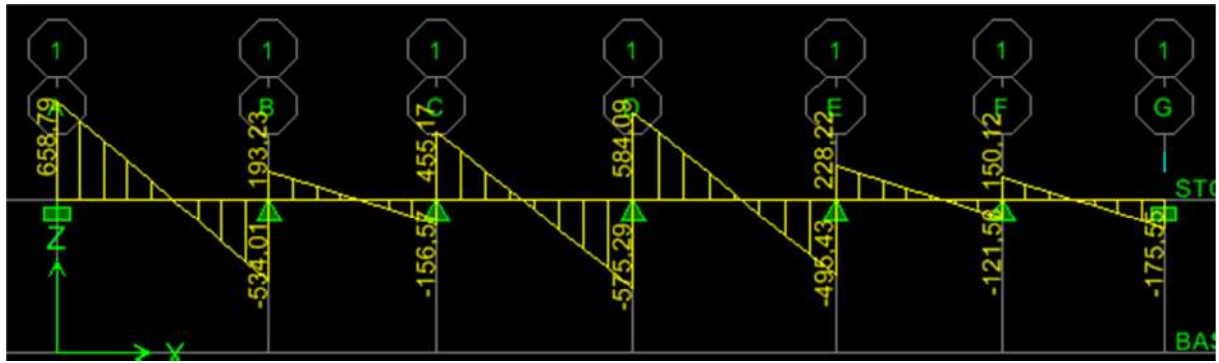


Figure VIII-14-Diagramme des efforts tranchant à l'ELU en KN.

A l'ELS :

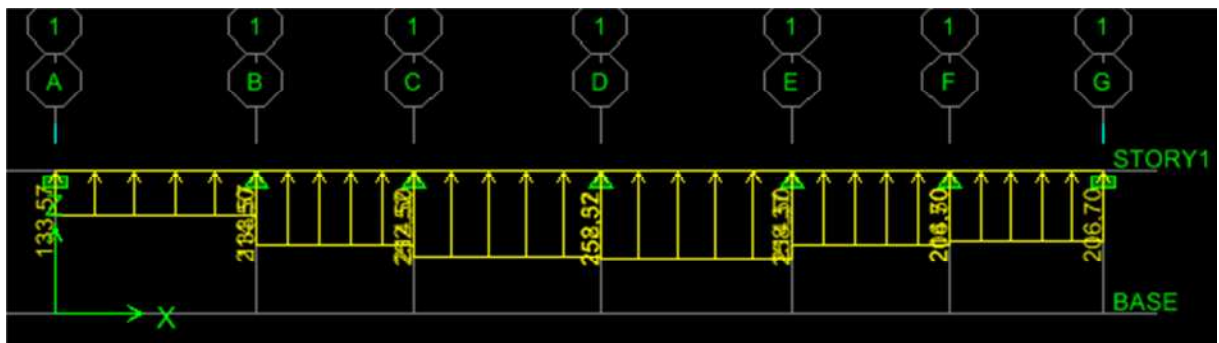


Figure VIII-15-Schéma statique de chargement à l'ELS en KN(pour moment fléchissant

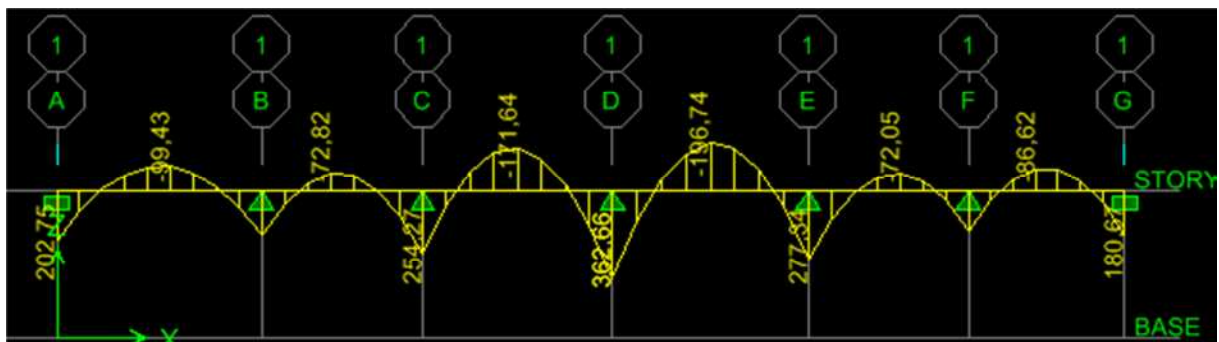


Figure VIII-16-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m.

2)-Calcul des armatures dans le sens longitudinal (sens x-x) :

❖ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

• En travées :

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{388.44 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.072 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.963.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{388.44 \times 10^3}{0.963 \times 87 \times 348} = 13.32 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t = 13.32 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_t = 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$.

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{513.00 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.095 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.095 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.949.$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{513.00 \times 10^3}{0.949 \times 87 \times 348} = 17.85 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_a = 8\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 19.16 \text{ cm}^2$.

❖ Armatures transversales :

a-Espacement des barres :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 5.33 \text{ mm.}$$

Soit : $\Phi = 10 \text{ mm}$.

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{22.5; 24\} = 14.4 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

b-Armatures transversales minimales :

$$A_{\min}^t = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (cadre+étrier).

2-1)-Vérification à l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 19.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

Avec : $T_{u \max} = 700.97 \text{ KN}$ (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{700.97 \times 10^3}{500 \times 870} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2-2)-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 19.16}{50 \times 87} = 0.440 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.899. \\ k = 34.50. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{386.62 \times 10^3}{0.899 \times 87 \times 19.16} = 257.99 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{257.99}{34.50} = 7.47 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 7.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3)-Calcul des armatures dans le sens transversal (sens y-y) :**❖ Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

• En travées :

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{323.77 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.060 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.969.$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{323.77 \times 10^3}{0.969 \times 87 \times 348} = 11.04 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t = 11.04 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : **A_t = 8HA14 = 12.31 cm².**

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{517.42 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.096 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.949.$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{517.42 \times 10^3}{0.949 \times 87 \times 348} = 18.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **A_a = 8HA14+2HA20 = 18.59 cm²**

❖ Armatures transversales :**a-Espacement des barres :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 10 \text{ mm.}$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{21.75; 24\} = 21.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm.}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t = 15\text{cm}.$$

c-Armatures transversales minimales :

$$A_{\min}^t = 0.003 S_t b = 2.25\text{cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$ (cadre+étrier).

3-1)-Vérification à l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 5.25\text{cm}^2$$

$$A_a = 18.59\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25\text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 12.31\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25\text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}.$$

Avec : $T_{u \max} = 724.28\text{ KN}$ (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{658.79 \times 10^3}{500 \times 870} = 1.51\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.51\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3-2)-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 18.59}{50 \times 87} = 0.427 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.900. \\ k = 35.00. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s \max}^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{363.66 \times 10^3}{0.900 \times 87 \times 18.59} = 249.83\text{MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{249.83}{35.00} = 7.14\text{MPa}..$$

$$\sigma_b = 7.68\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage des nervures est résumé dans le tableau suivant :

Sens		M_u (KN.m)	Obser	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	Choix
X-X	Appuis	513.00	SSA	5.25	17.85	19.16	8HA16+2HA14
	Travée	388.44	SSA	5.25	13.32	16.08	8HA16
Y-Y	Appuis	517.42	SSA	5.25	18.01	18.59	8HA14+2HA20
	Travée	323.77	SSA	5.25	11.04	12.31	8HA14

Tableau VIII-8- Récapitulatif du ferrailage des nervures.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

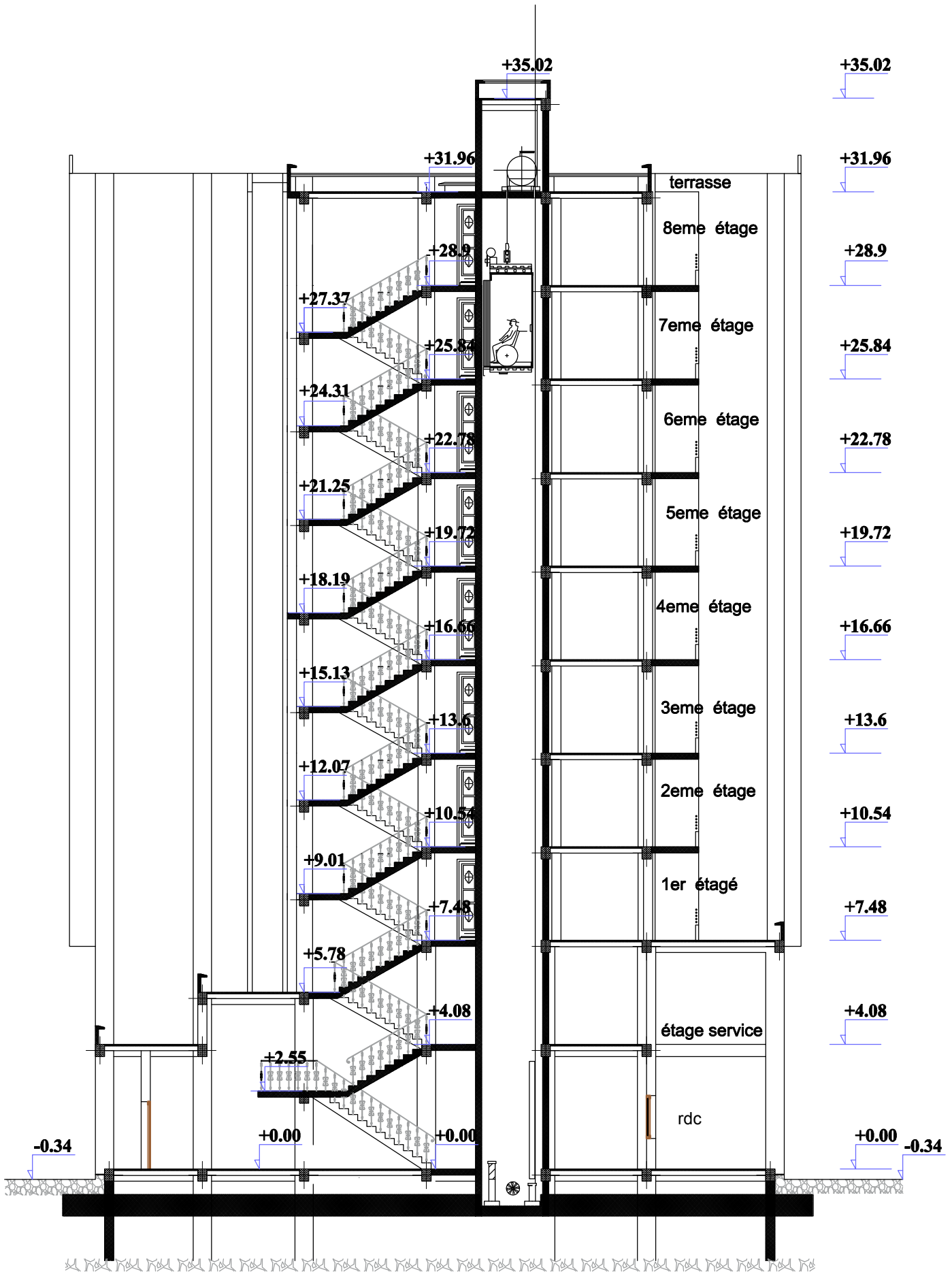
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 mod 99.
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes et charges d'exploitation.

Ouvrages :

- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Calcul des ouvrages en béton armé (M. BELAZOUGUI)

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2014.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de la coupe A-A

Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle: 1/50
Dessiné par:	Melle. FELLAH HADJIRA Melle. IBAOUENE RACHIDA	Promotion 2014-2015
Dirigé par:	Mr. ADJRAD	

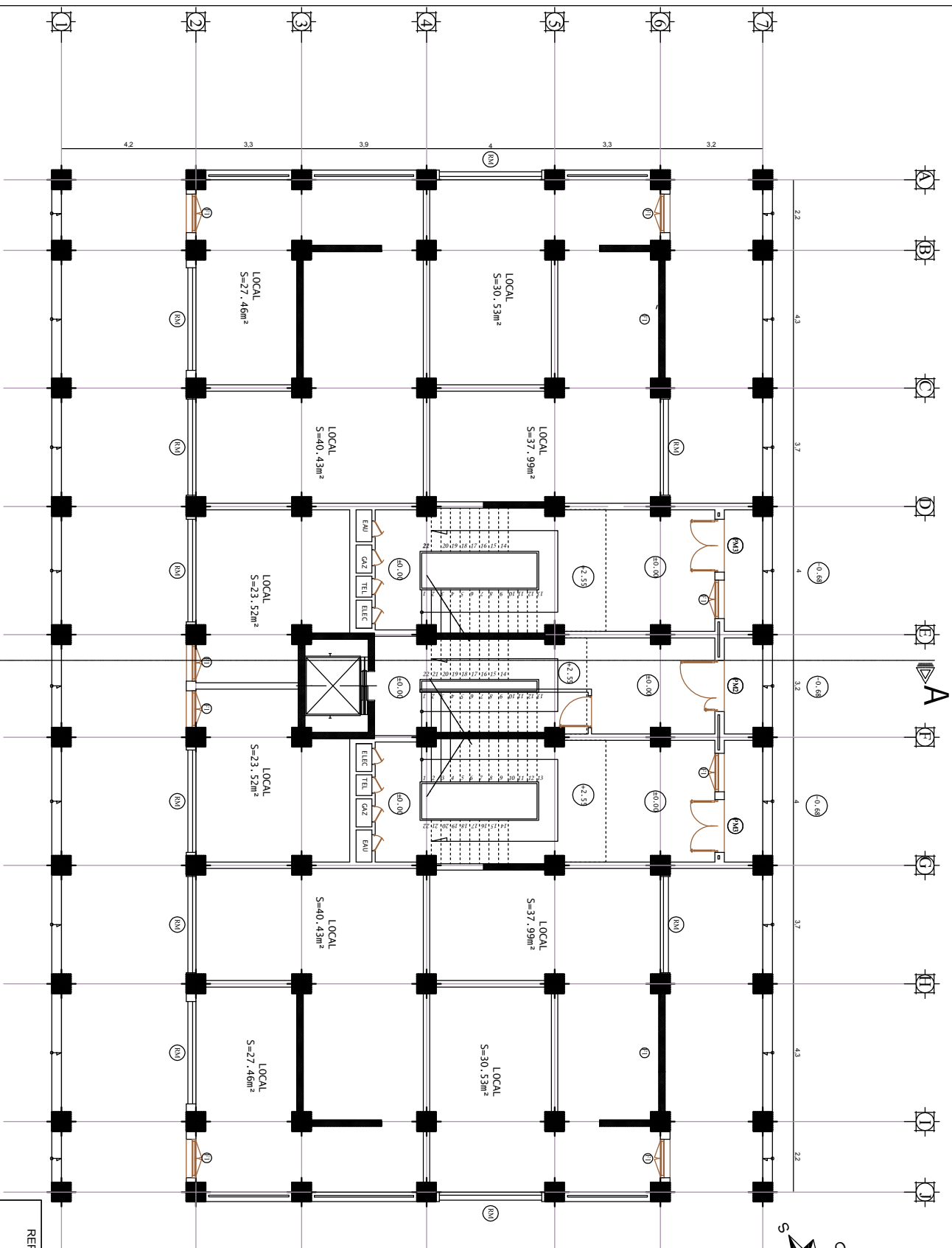


Plan d'étage courant

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan d'étage courant

Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:	1/50
Dessiné par:	Melle. FELLAH HADJIRA Melle. IBAOUJENE RACHIDA	Promotion	2014-2015
Dirigé par:	Mr. ADJURAD		



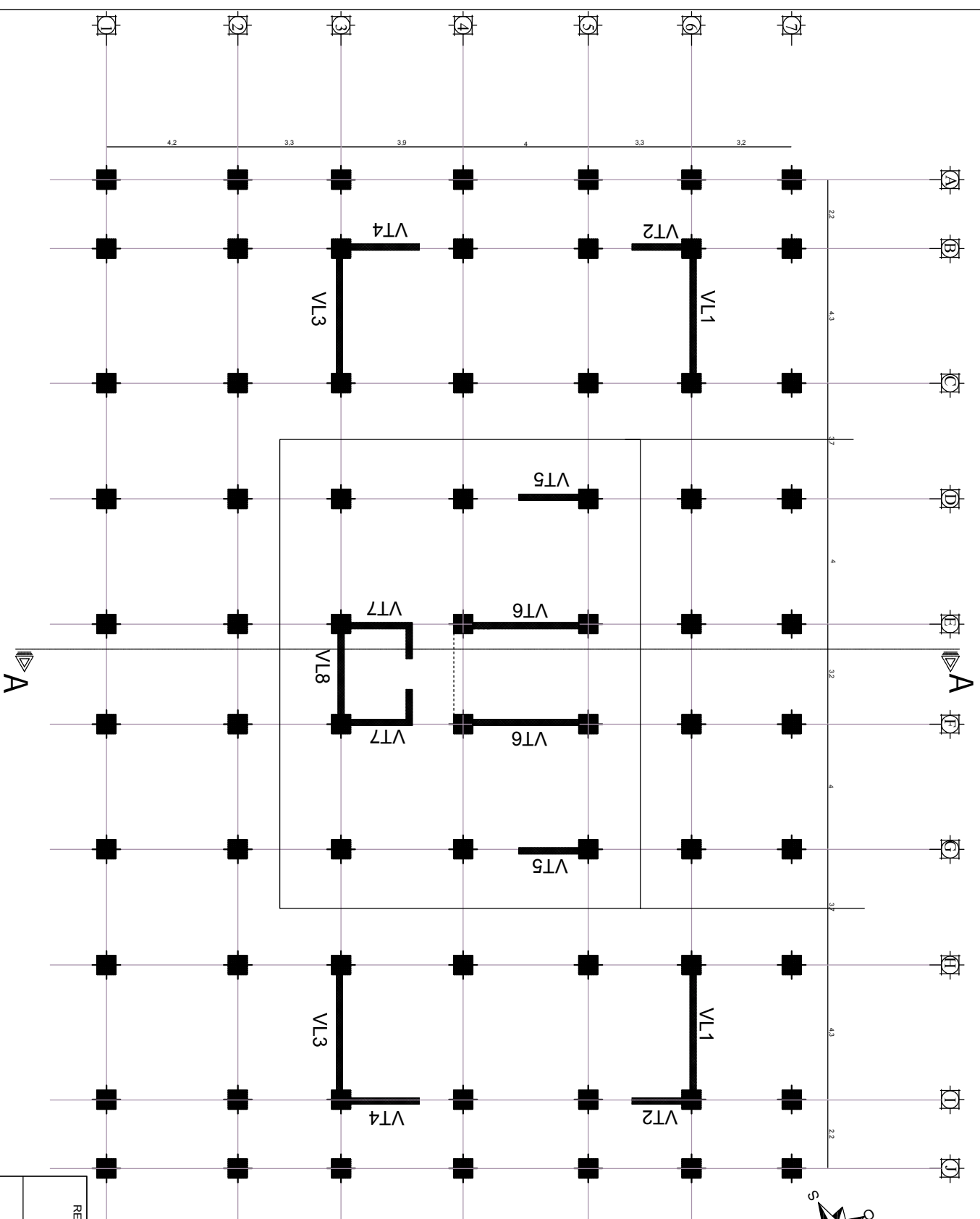
A

PLAN R.D.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan du RDC

Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle: 1/50
Dessiné par:	Melle. FELLAH HADJIRA Melle. IBAOUENE RACHIDA	Promotion 2014-2015
Dirigé par:	Mr. ADJRAD	



Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de disposition des voiles

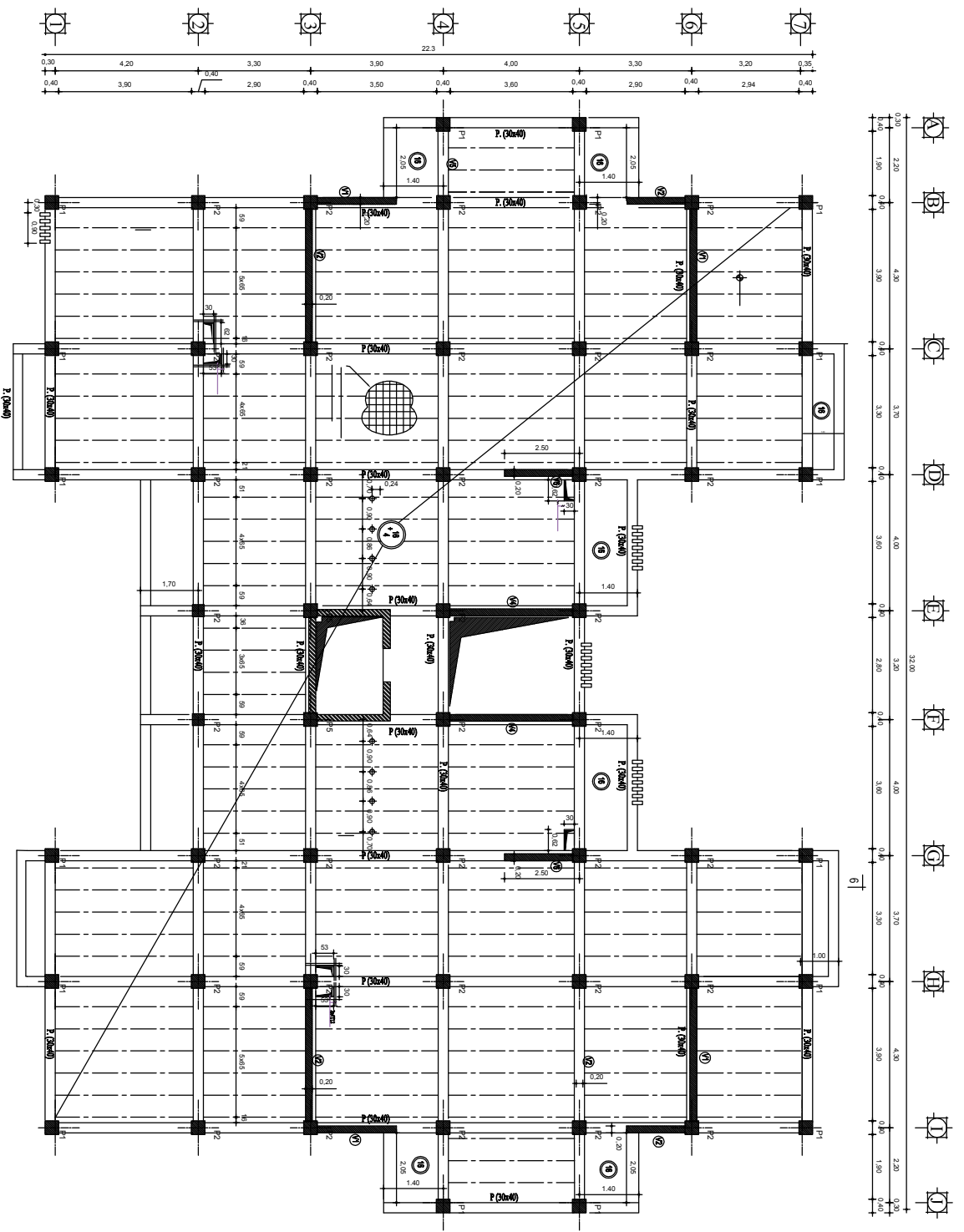
Proposé par: ENPI TIZI OUZOU

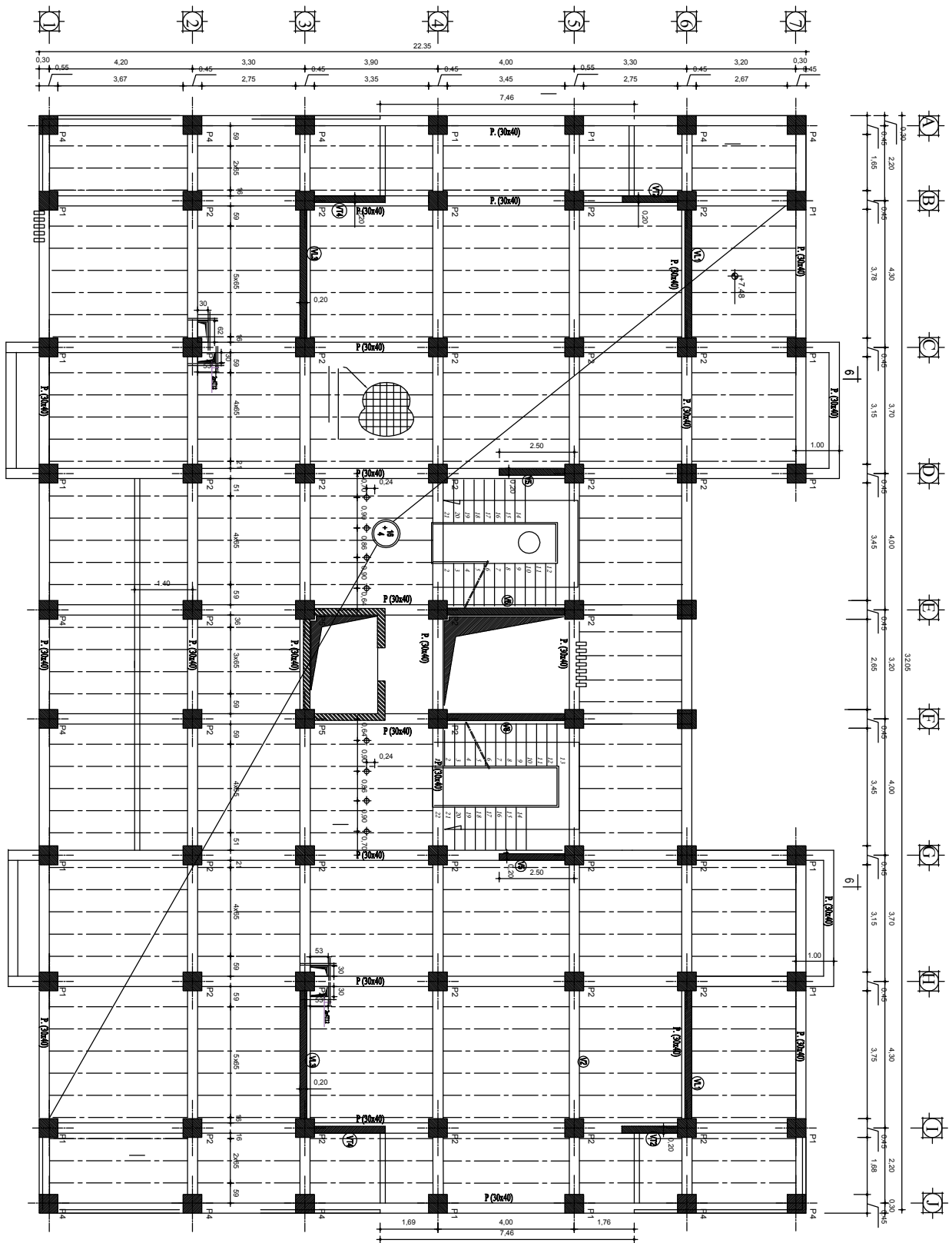
Dessiné par: Melle. FELLAH HADJIRA
 Melle. IBAOUENE RACHIDA

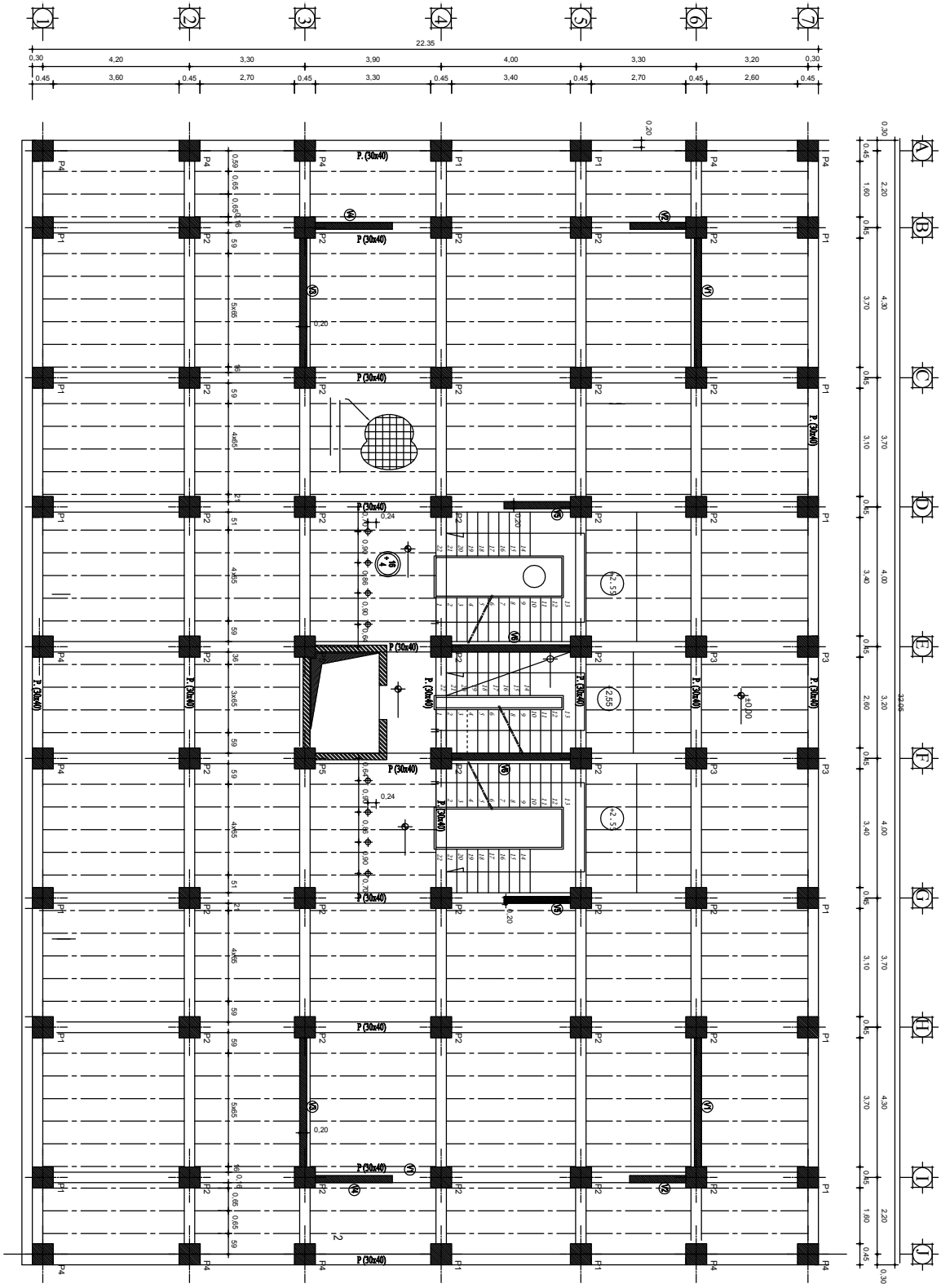
Dirigé par: Mr. ADJRAÏD

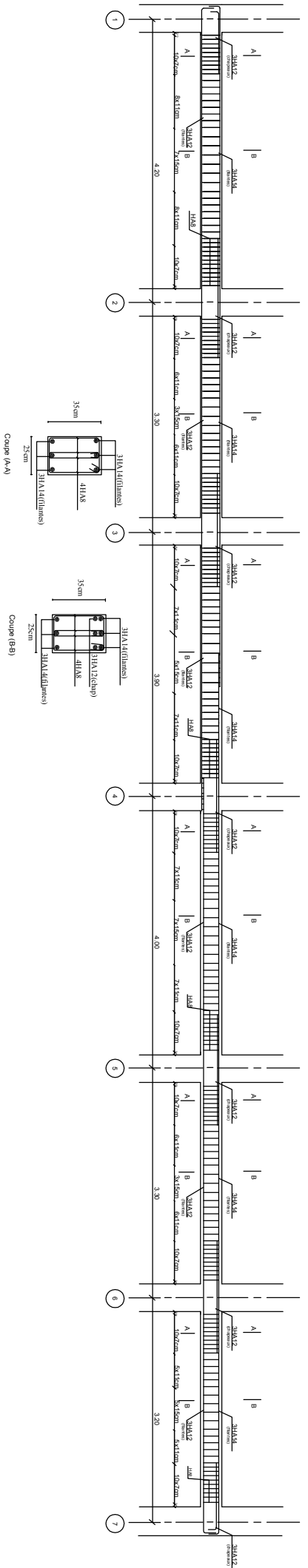
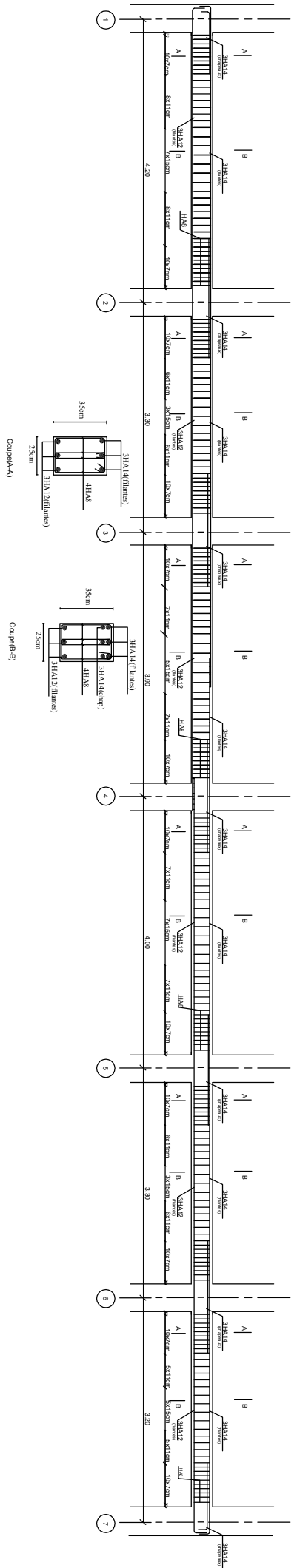
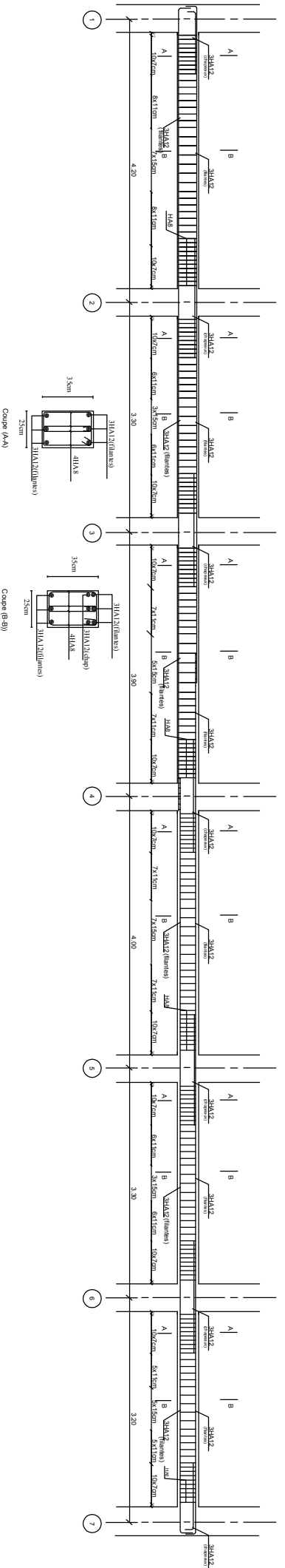
Echelle: 1/50

Promotion
 2014-2015

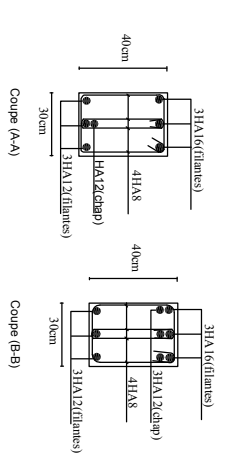
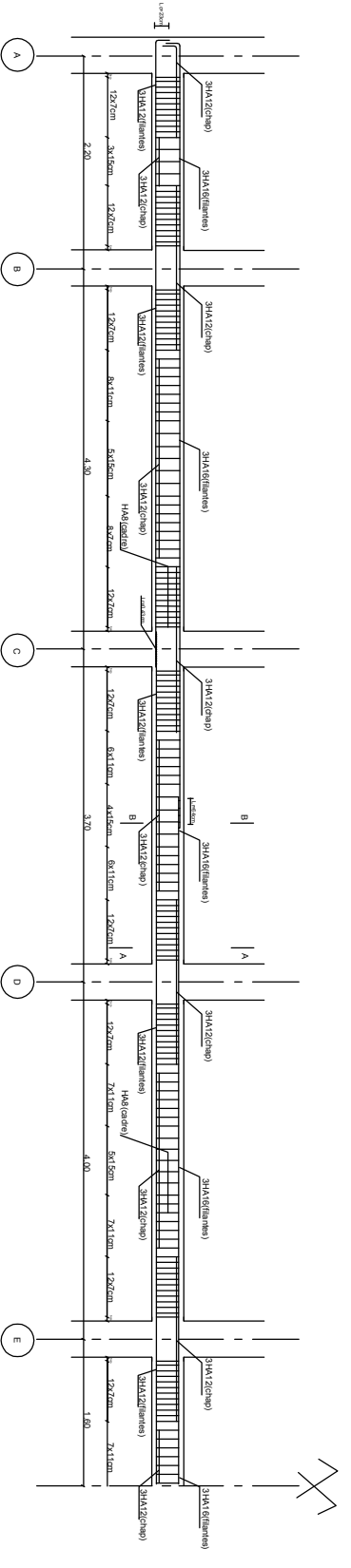
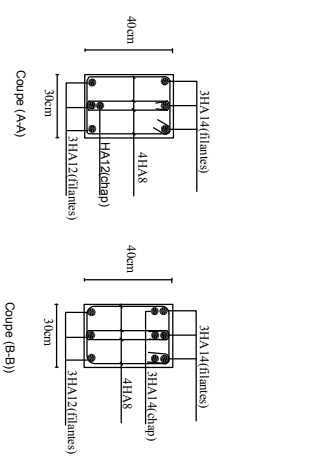
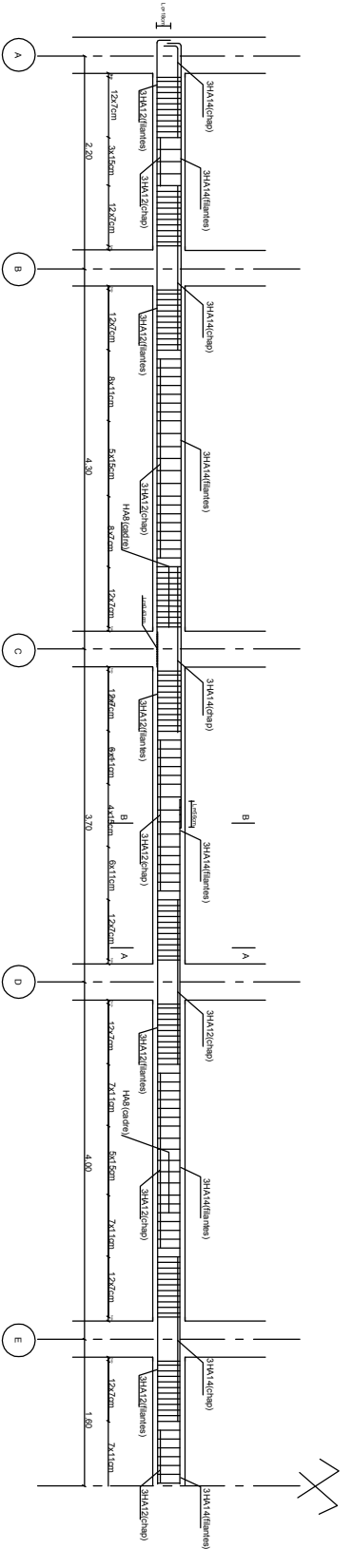
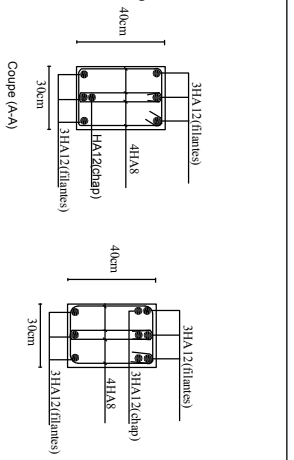
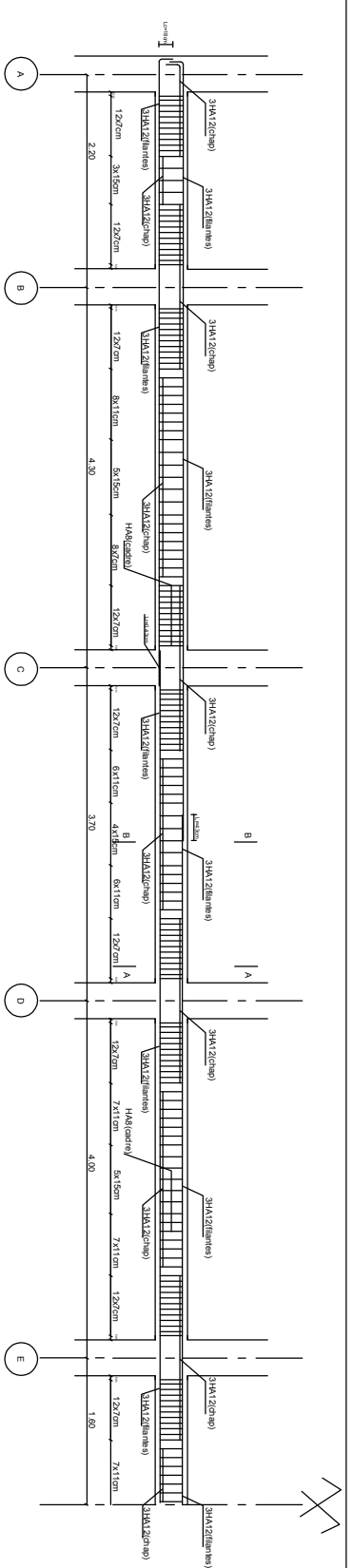








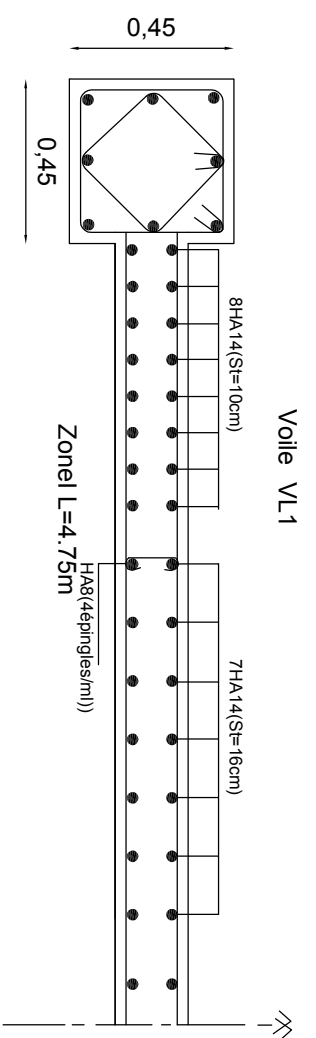
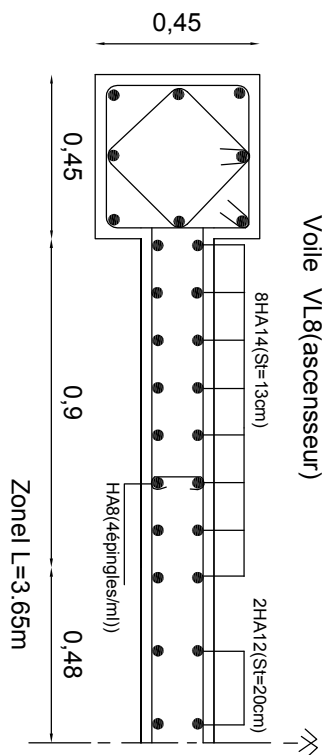
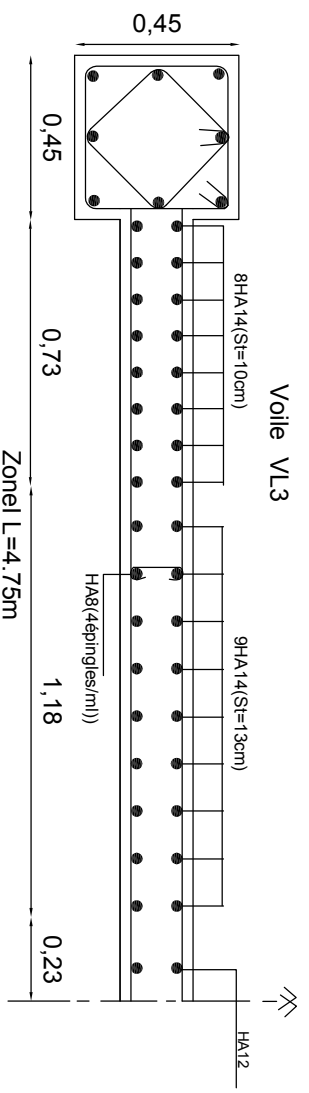
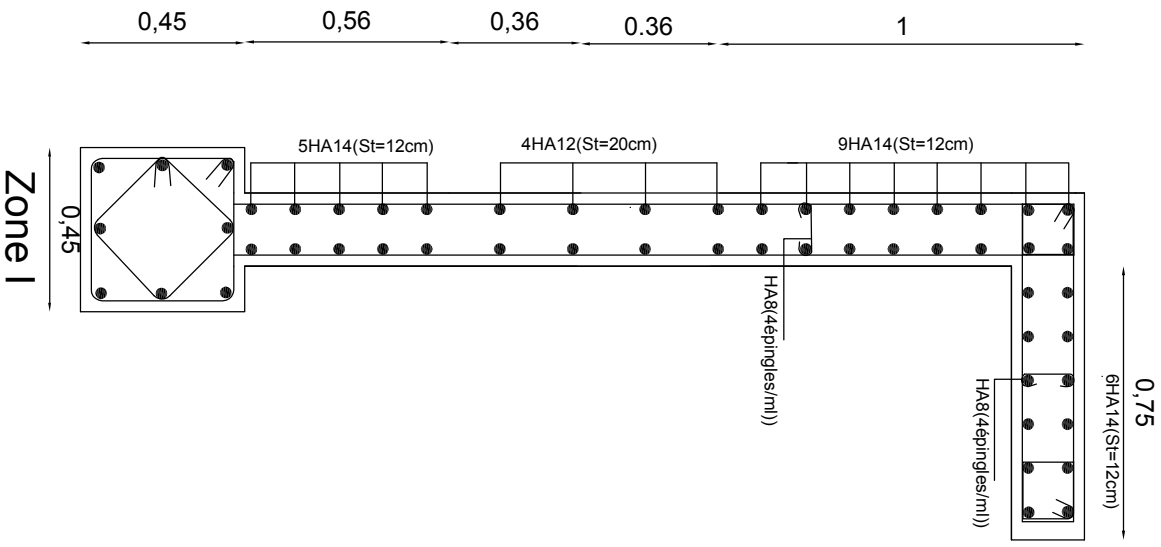
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOUL OUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
Plan de renailage des poutres secondaires			
Proposé par:	ENP TIZI OUZOU	Echelle:	
Dessiné par:	Melle. FELLAH HADIRA		
Dirigé par:	Melle. BAOUJENE RACHIDA	Promotion:	
	Mr. ADJRAD	2014-2015	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de ferrillage des poutres principales

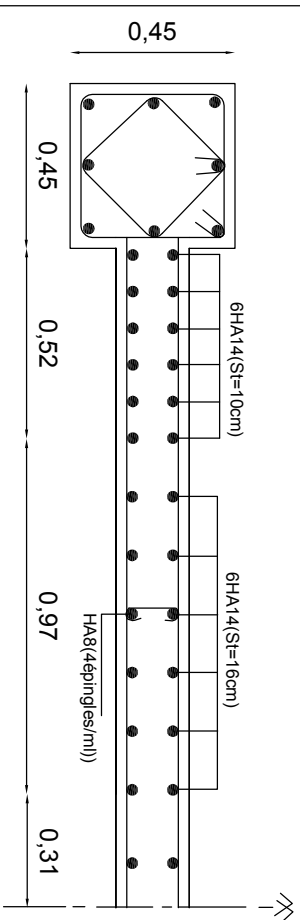
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:
Dessiné par:	Melle FELLAH HADJIRA	
Dirigé par:	Melle IBAOUENE RACHIDA	Promotion:
	M. ADJRAD	2014-2015



Voile ascenseur

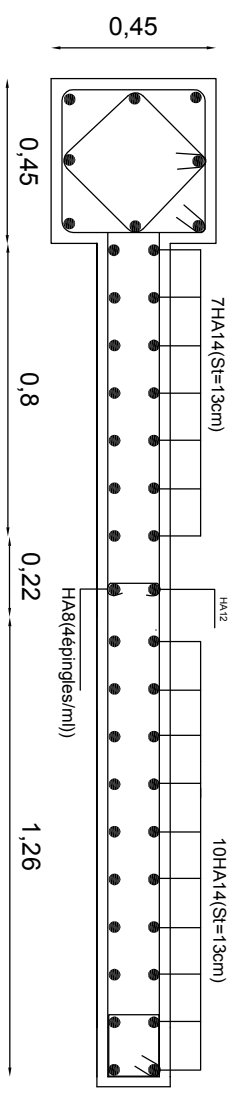
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
Plan de ferrailage des voiles			
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:	
Dessiné par:	Melle. FELLAH Hadjira Melle. IBAOUENE Rachida	Promotion:	2014-2015
Dirigé par:	Mr. ADJURAD		

Voile VT6



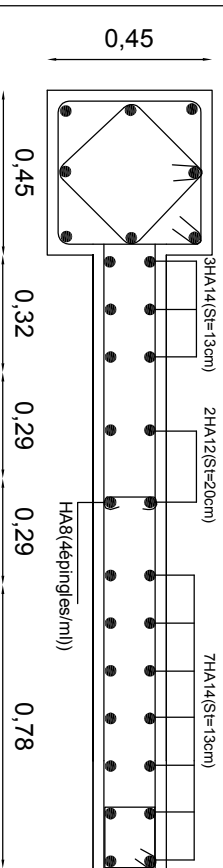
Zonel L=4.45m

Voile VT5



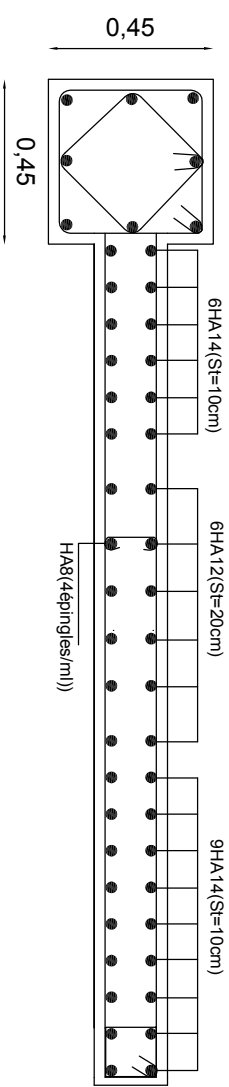
Zonel L=2.725m

Voile VT2



Zonel L=2.125m

Voile VT4



Zonel L=2.725m

Plan de ferrillage des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

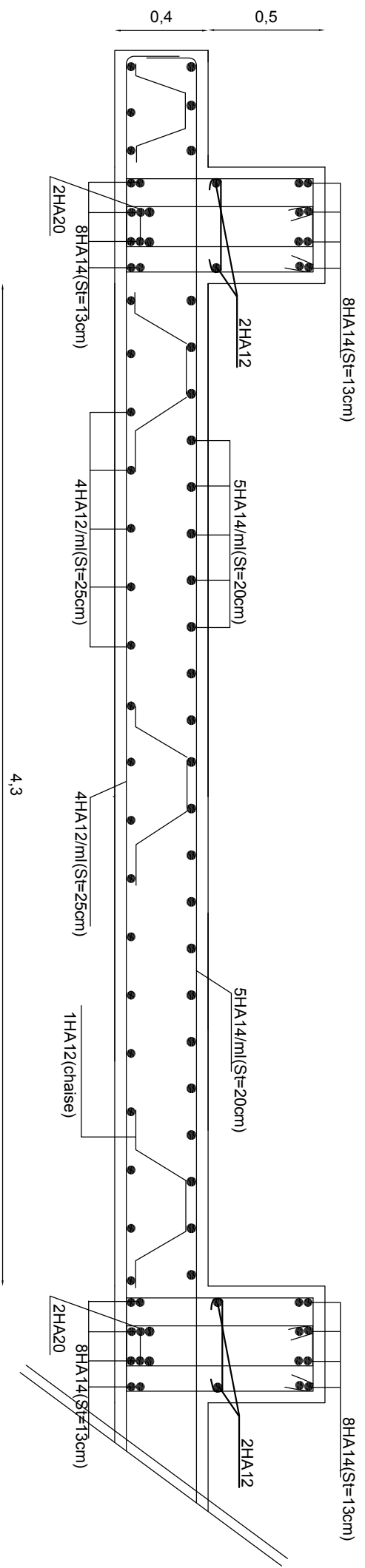
Proposé par: ENPI TIZI OUZOU

Echelle:

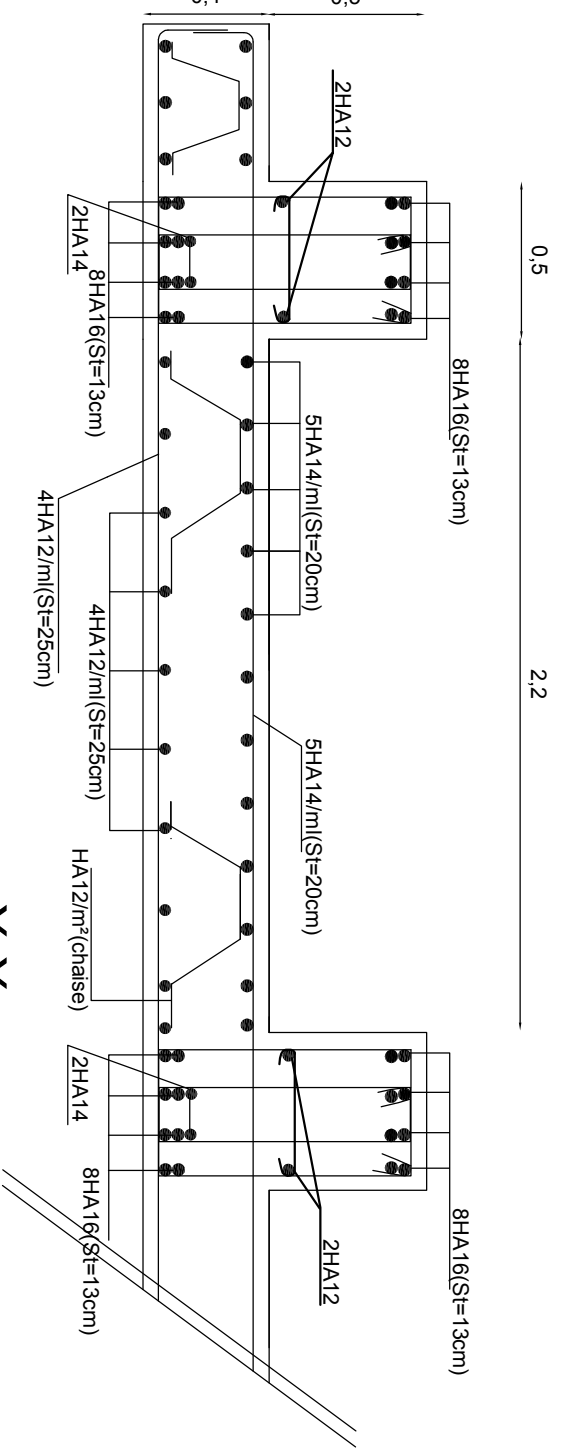
Dessiné par: Melle. FELLAH Hadjira
Melle. IBAOUENE Rachida

Dirigé par: Mr. ADJRAD

Promotion:
2014-2015



sens Y-Y

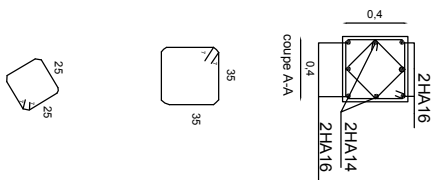
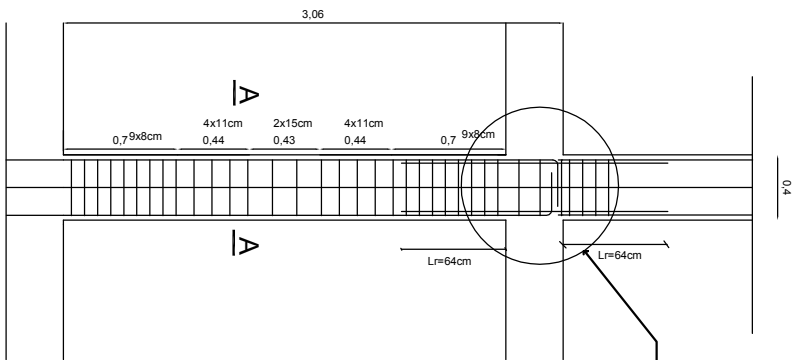


sens X-X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

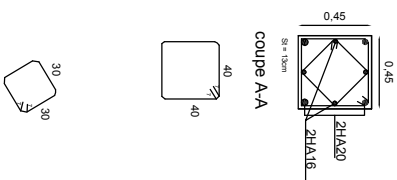
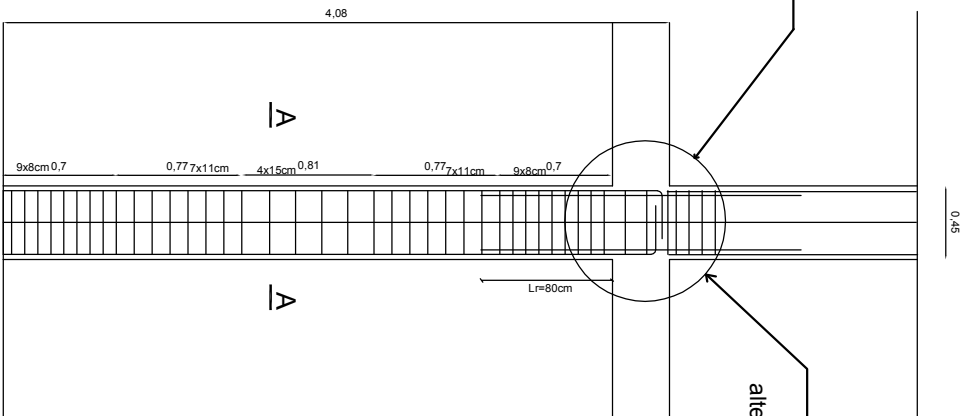
Plan de ferrailage du radier

Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:
Dessiné par:	Melle. FELLAH Hadjira Melle. IBAOUJENE Rachida	Promotion: 2014-2015
Dirigé par:	Mr. ADURAD	



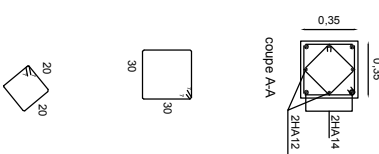
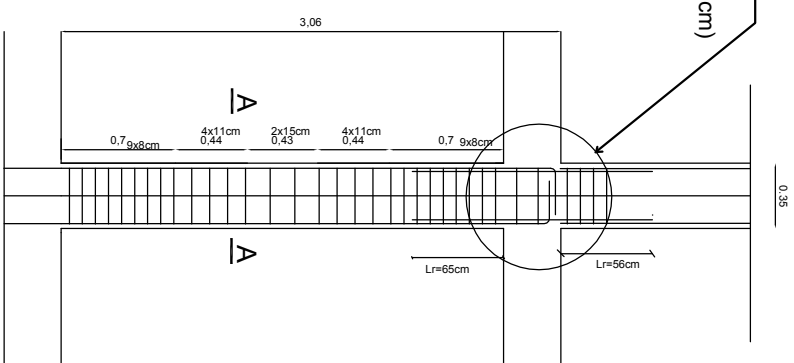
alternés dans la disposition (e=10cm)

Poteaux étage 1-2-3-4



alternés dans la disposition (e=10cm)

Poteau RDC



Poteaux étage 5-6-7-8

Plan de ferrailage des poteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Proposé par: ENPI TIZI OUZOU

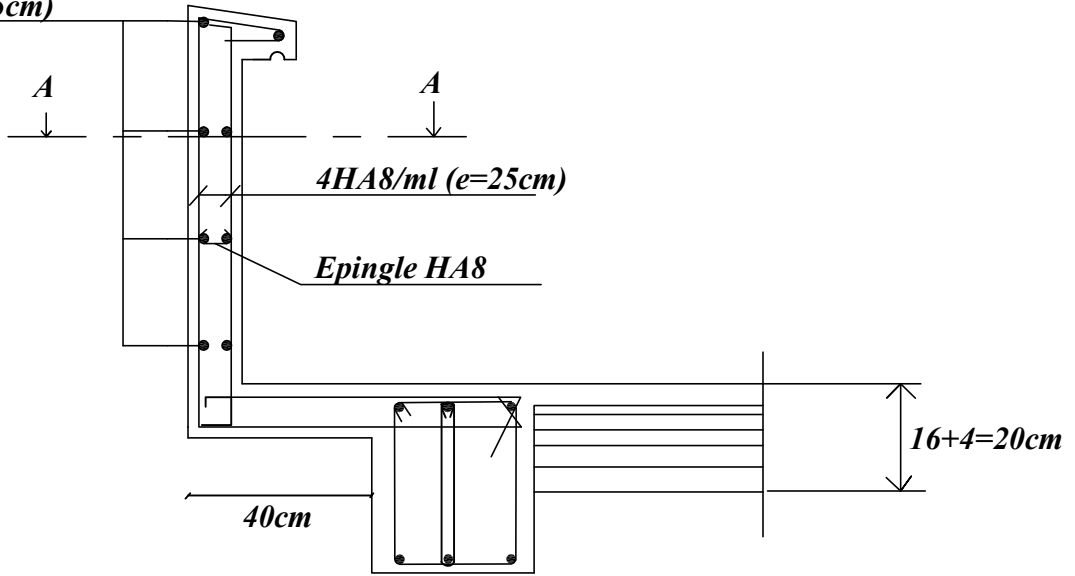
Echelle:

Dessiné par: Melle. FELLAH Hadjira
Melle. IBAOUENI Rachida

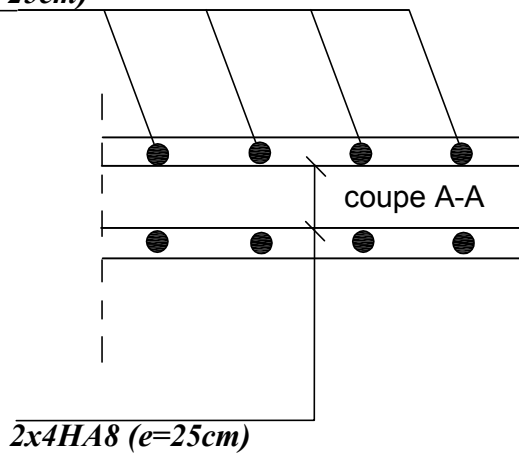
Promotion: 2014-2015

Dirigé par: MR. ADURAD

2x4HA8 (e=25cm)



4HA8/ml (e=25cm)



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

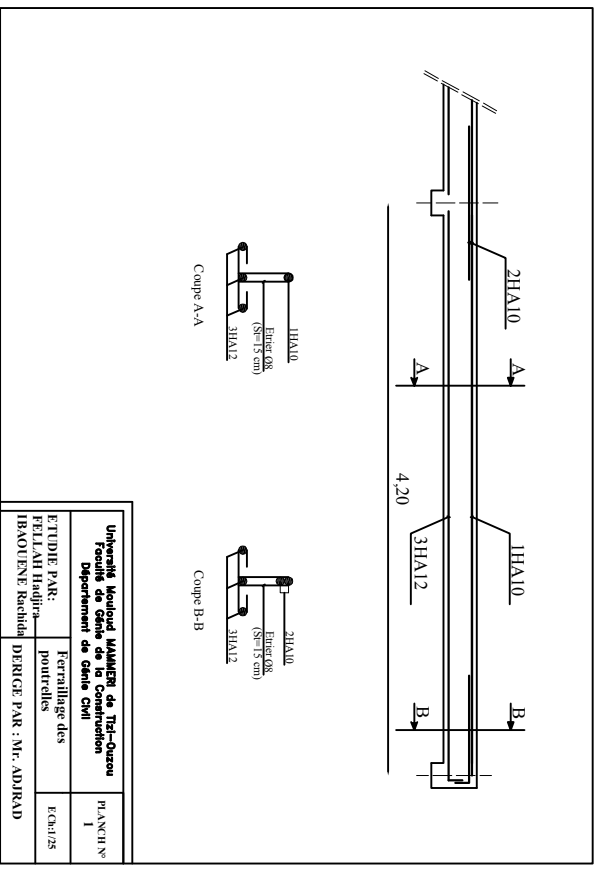
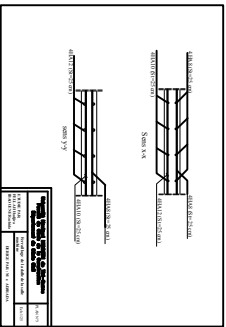
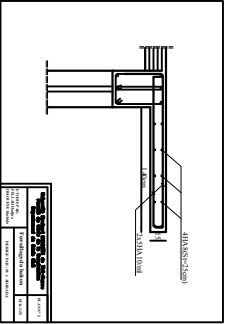
Département de Génie Civil

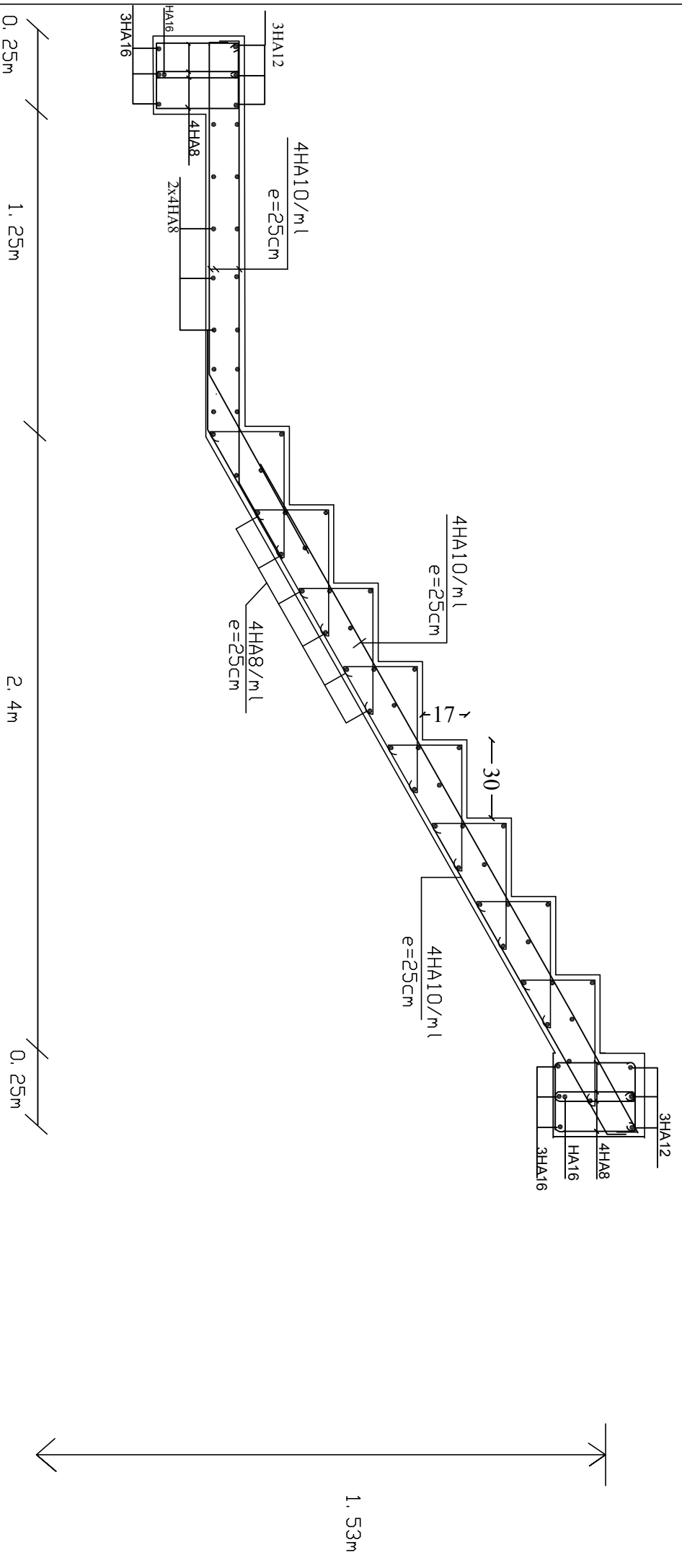
Plan de ferrailage de l'acrotère

Proposé par : ENPI TIZI OUZU juin2015

Dessiné par : Melle.FELLAH HADJIRA
Melle.IBAOUENE RACHIDA Plan N°4

Dirigé par : Mr. ADJRAD .A Echelle :1/25

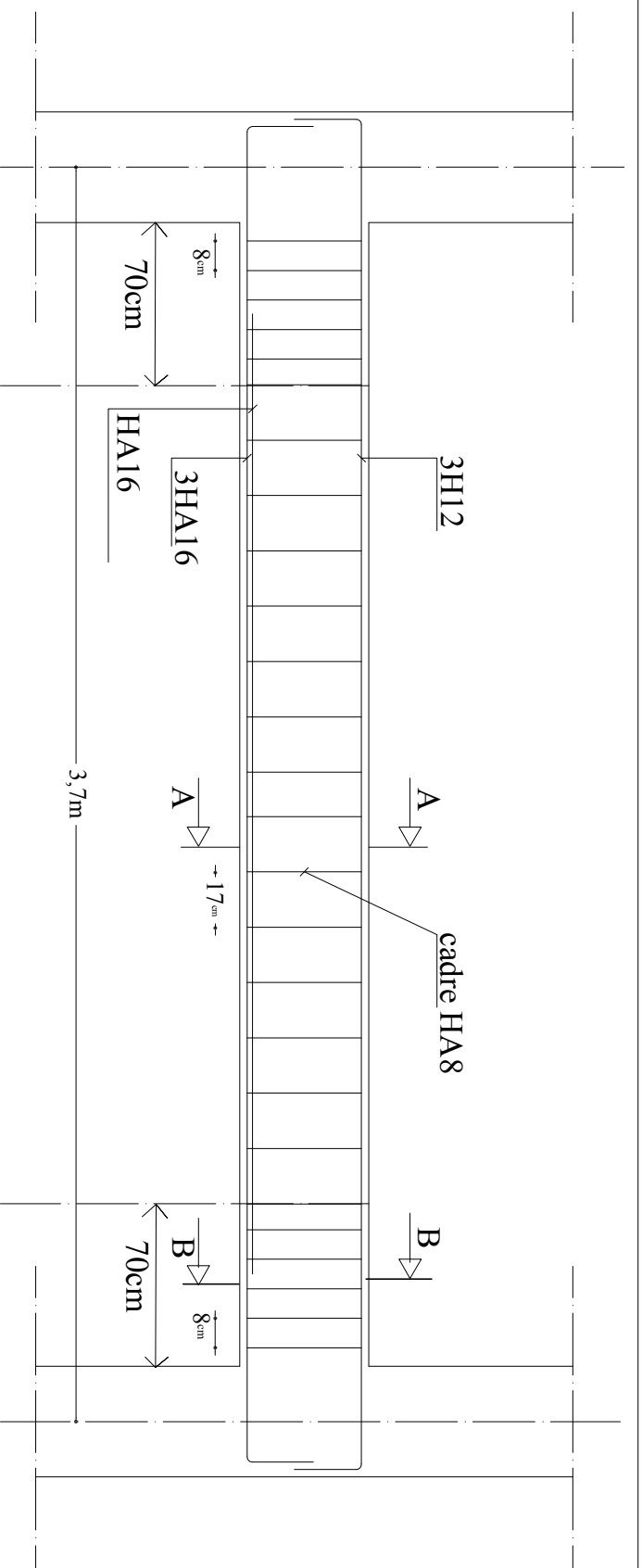




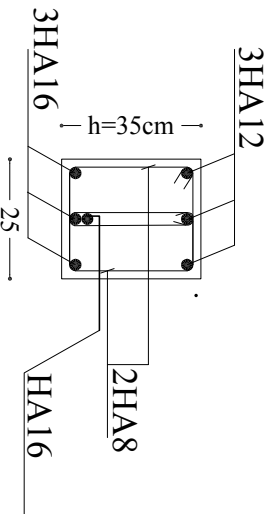
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Plan de ferrailage des escaliers RDC
 2ème Volet

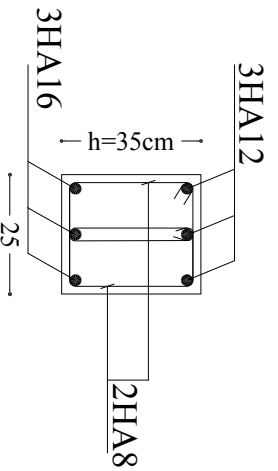
Proposé par :	ENPI TIZI OUZOU	Juin 2015
Dessiné par :	Melle.FEILAH HADJIRA Melle.IBAOUENE RACHIDA	Plan N°7
Dirigé par :	Mr. ADJRAD .A	Echelle : 1/25



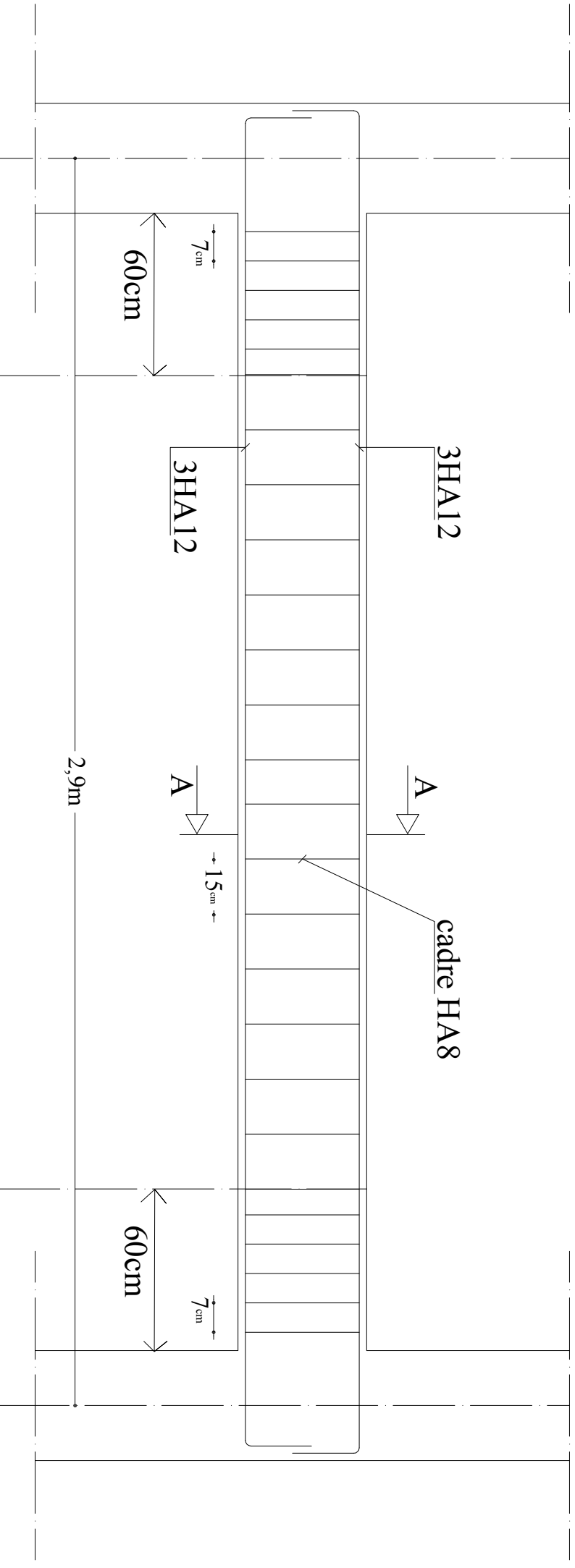
Coupe A - A



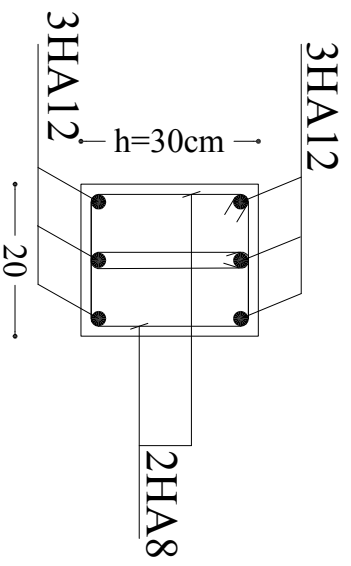
Coupe B - B



Université Mouloud MAMMERT de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil			
Plan de ferrailage de la poutre palétière 2			
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	JUIN 2015	
Dessiné par:	Melle. FELLAH HADJIRA Melle. IBAOUENE RACHIDA	Plan N°9	
Dirigé par:	Mr. ADJIRAD	Echelle: 1/25	



Coupe A - A



Plan de ferrailage de la poutre palière 1

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Proposé par : ENPI TIZI OUZOU

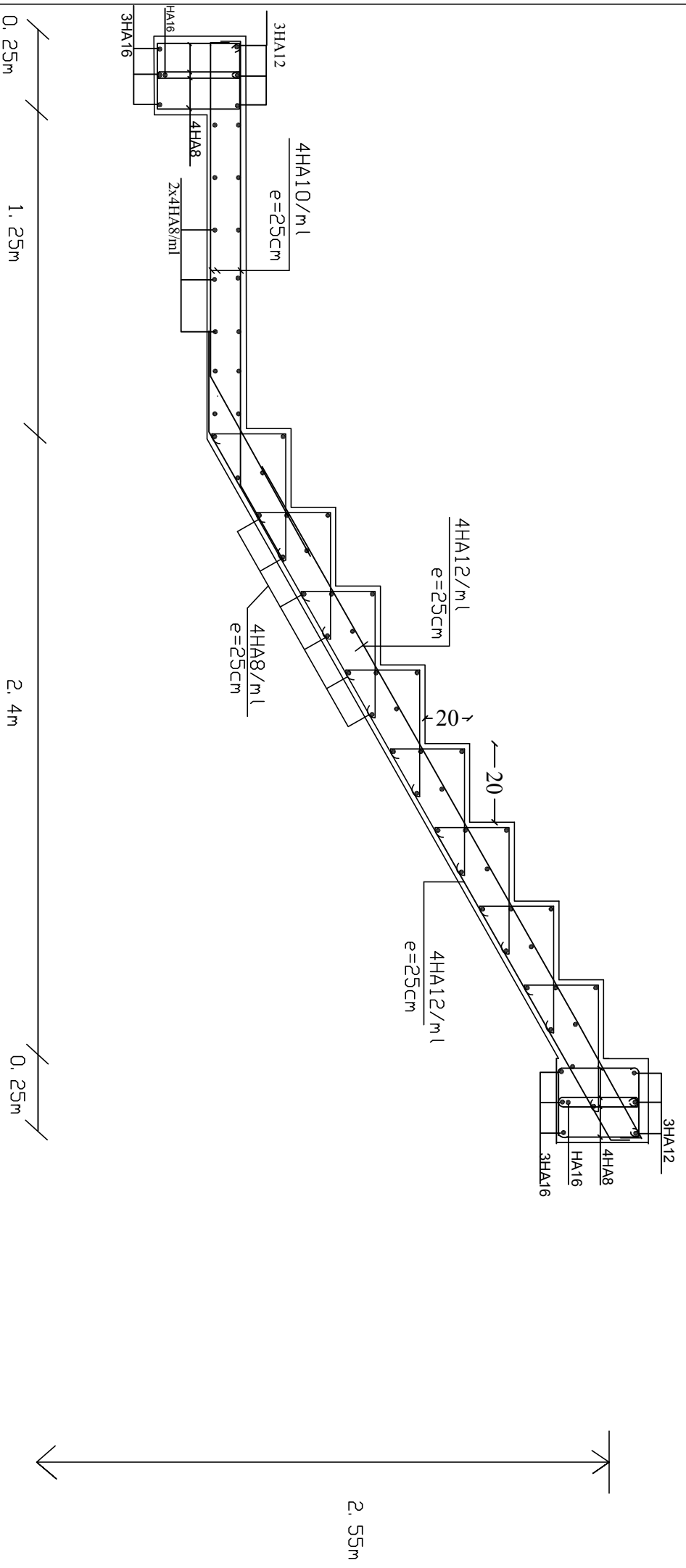
Juin 2015

Dessiné par : Melle.FELLAH HADJIRA
 Melle.IBAOUENE RACHIDA

Plan N°8

Dirigé par : Mr. ADJRAD .A

Echelle:1/25

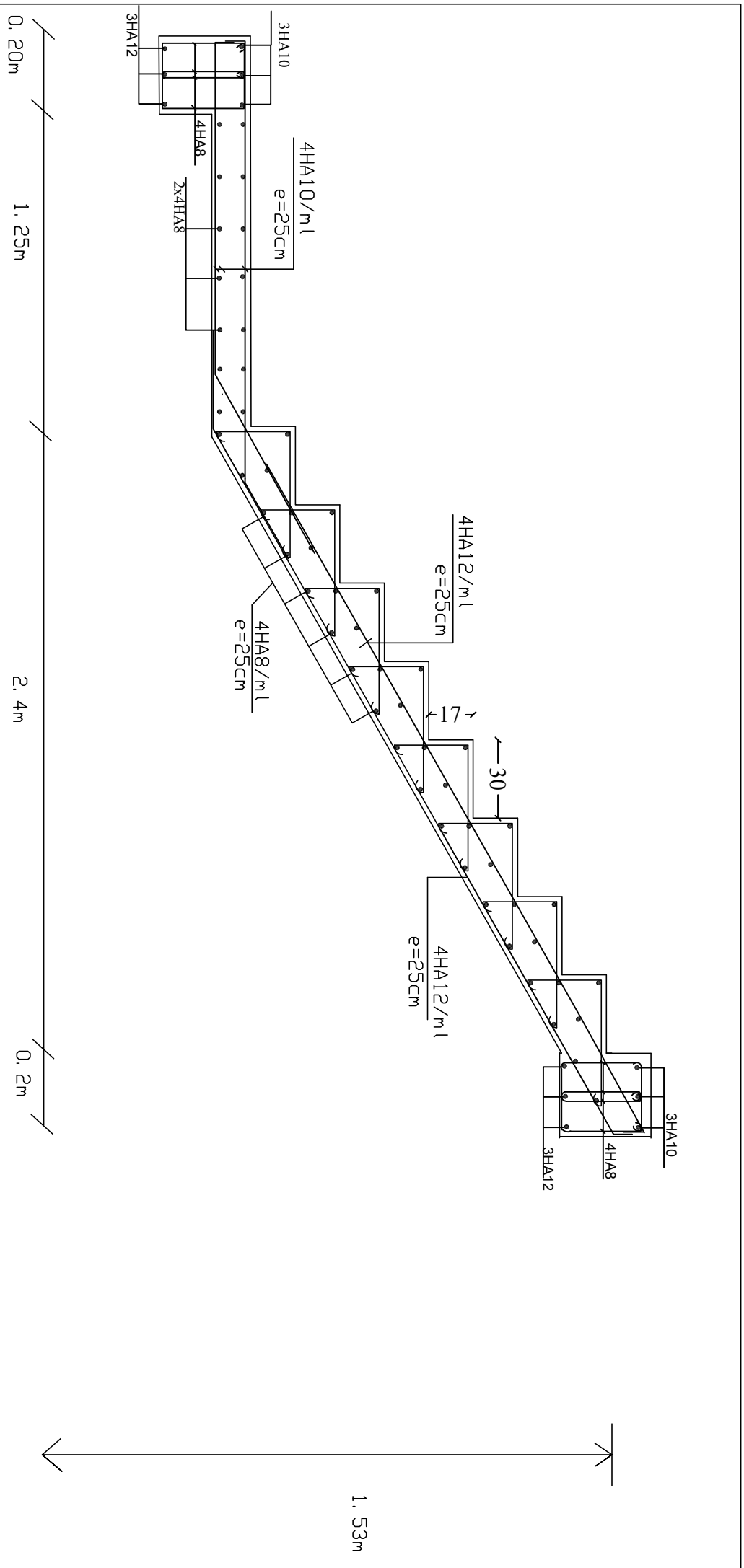


Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie CIVIL

Plan de ferrillage des escaliers RDC

1ère VOIE

Proposé par :	ENPI TIZI OUZOU	juin2015
Dessiné par :	Melle.FELLAH HADJIRA Melle.IBAOUENE RACHIDA	Plan N°6
Dirigé par :	Mr. ADJRAD .A	Echelle :1/25



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Plan de ferrailage des escaliers E.C

Proposé par :	ENPI TIZI OUZOU	Juin 2015
Dessiné par :	Melle.FELLAH HADJIRA Melle.IBAOUENE RACHIDA	Plan N°5
Dirigé par :	Mr. ADJRAD .A	Echelle : 1/25