

République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

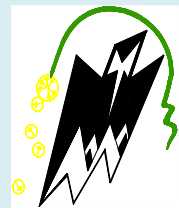
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU

Faculté de génie de la construction

Département du génie civil



MEMOIRE



De fin d'études

En vue de l'obtention du

Diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Option : construction civile et industrielle (C.C .I)

THEME : Calcul d'un bâtiment (R+8) à usage multiple, contreventé par voiles avec l'application ETABS.



Dirigé par :
Madame ALKAMA

Etudié par
M^r: TEKFI LYES
M^r: FEREDJ LAMINE

PROMOTION 2015/2016

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents aux quels je dois tout.

*À mes sœurs : FIRIEL , LYNDIA et ma petite sœur
LYCIA.*

À tous mes amis. SAID, CHICHA et plain d'autres

À tous mes camarades. MOH et MOH

Sans oublier ceux qui ont participer a mon memoire

LYES
LYES

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma grande mère, à la mémoire de mon grand père ,

et à mes chers parents auxquels je dois tout.

À mes frères : NAZIM, RABAH et Krimo

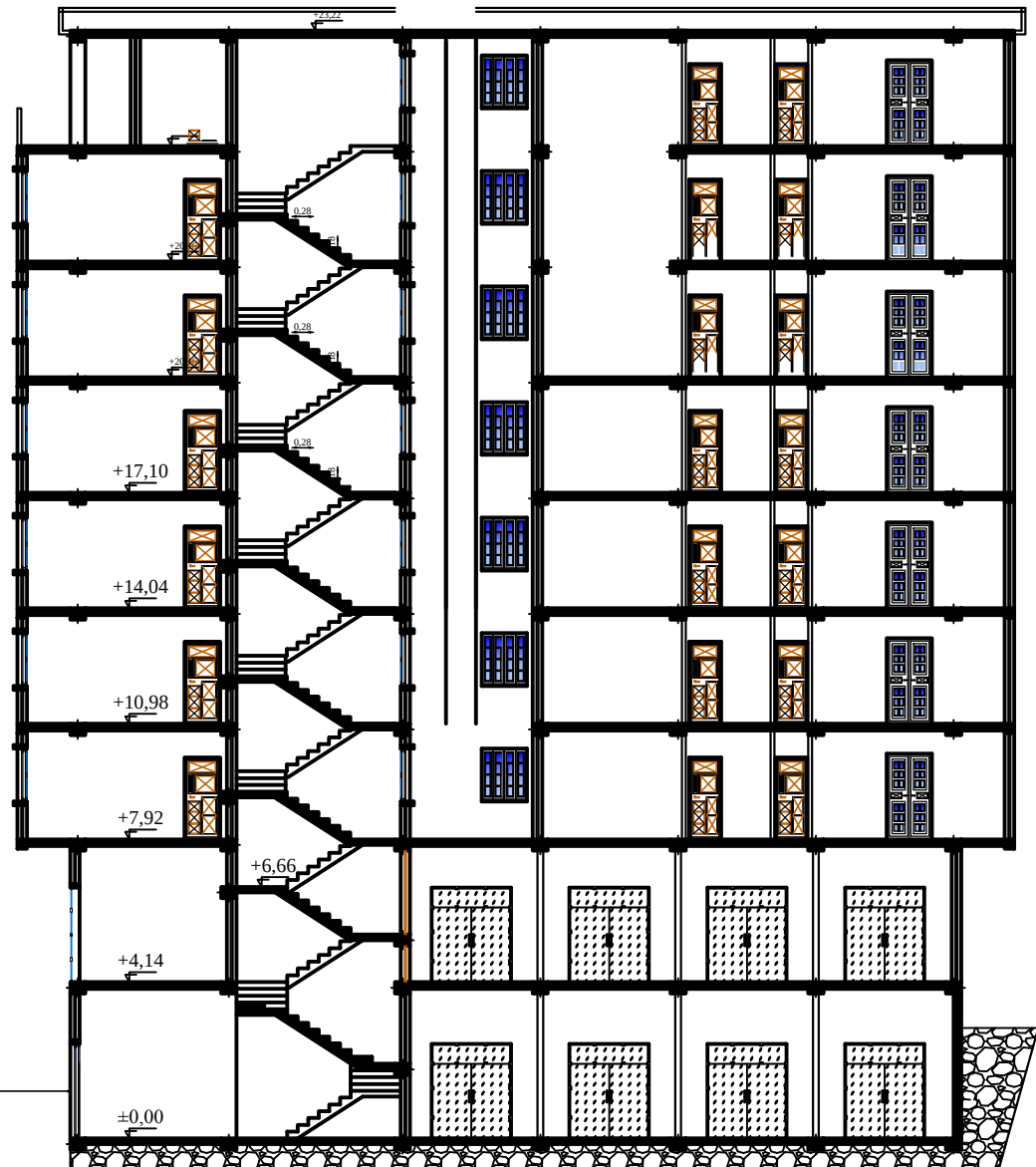
À tous mes amis.

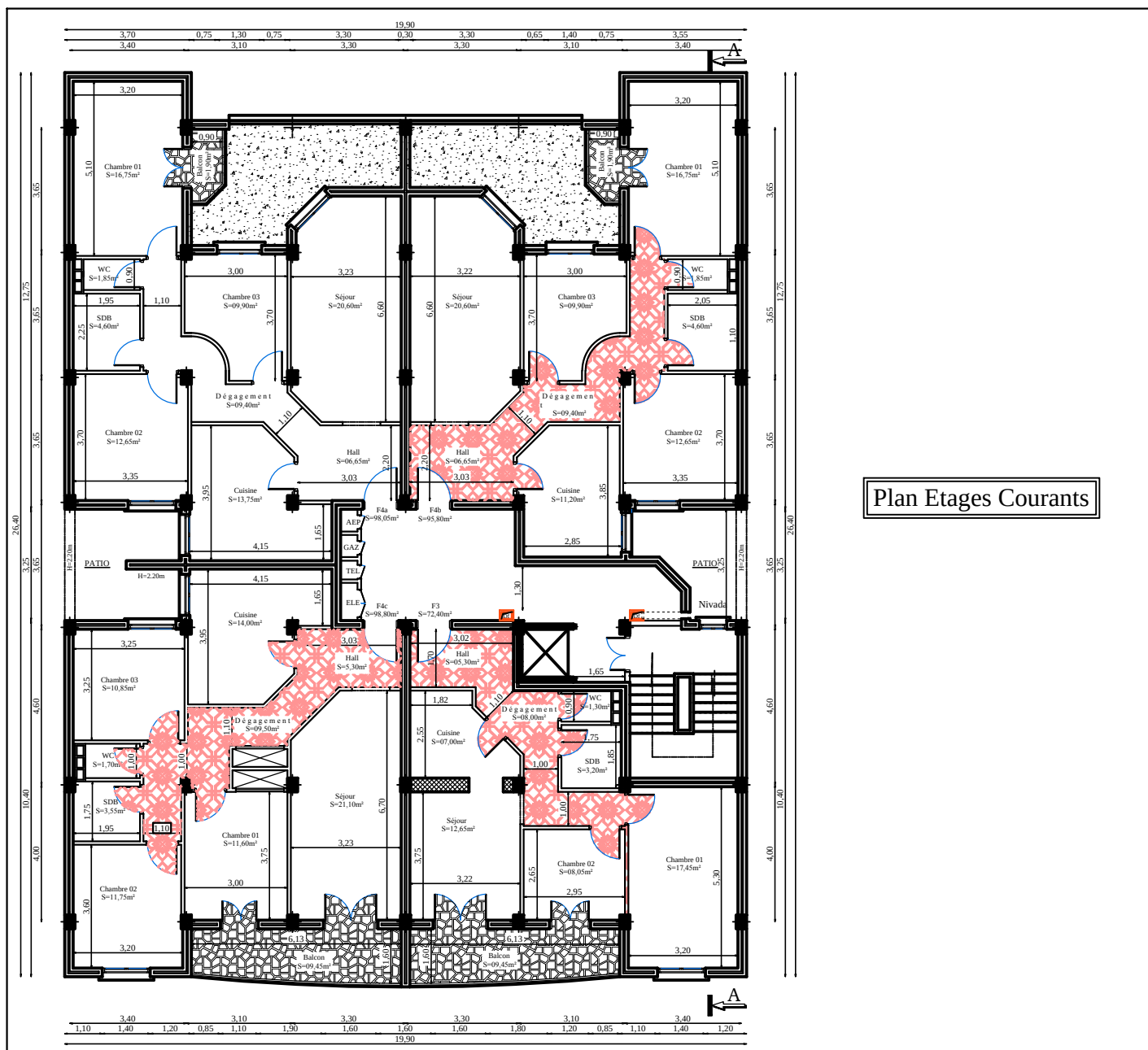
À tous mes camarades.

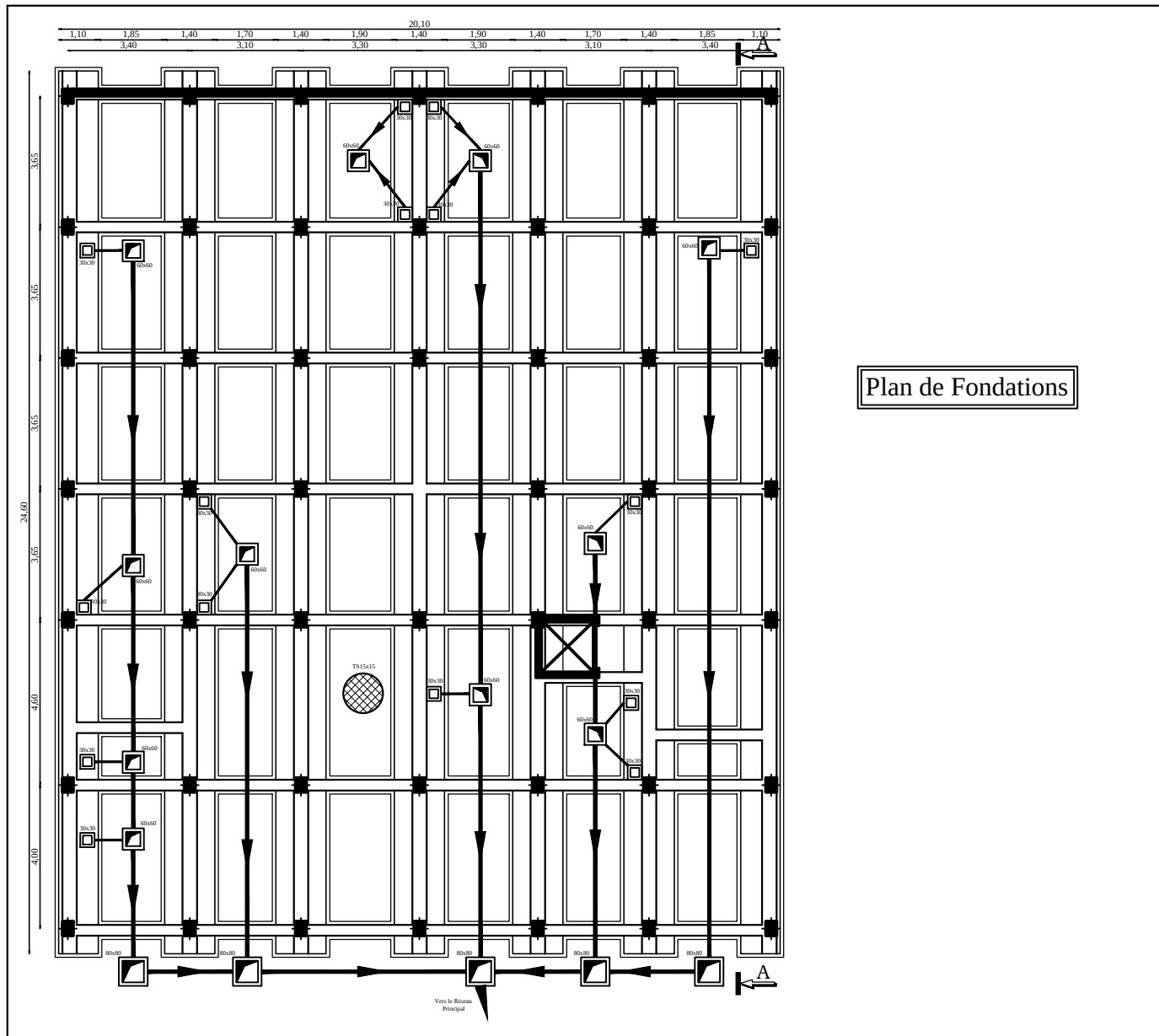
LAMINE
LAMINE

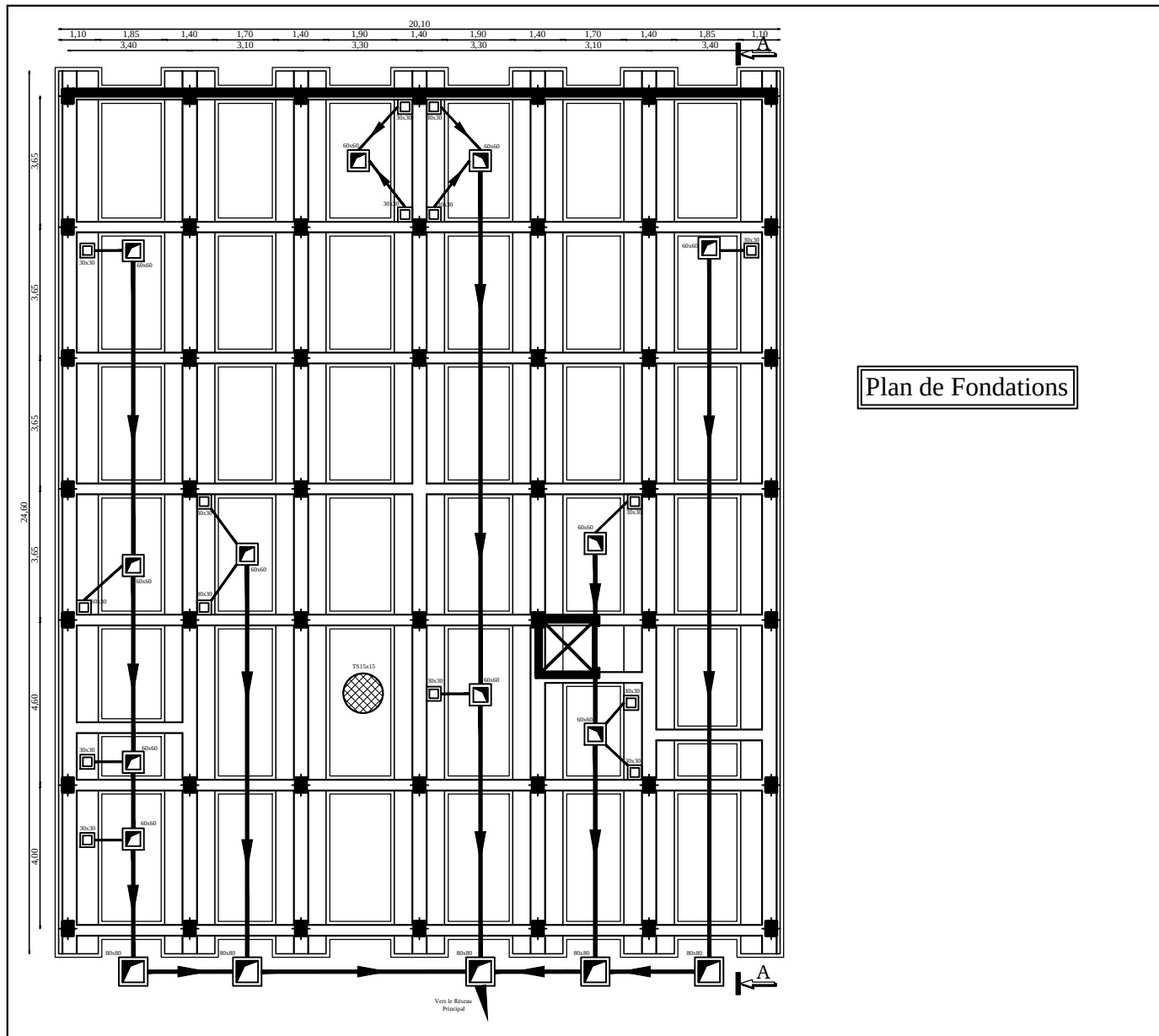
Axe de la
Route

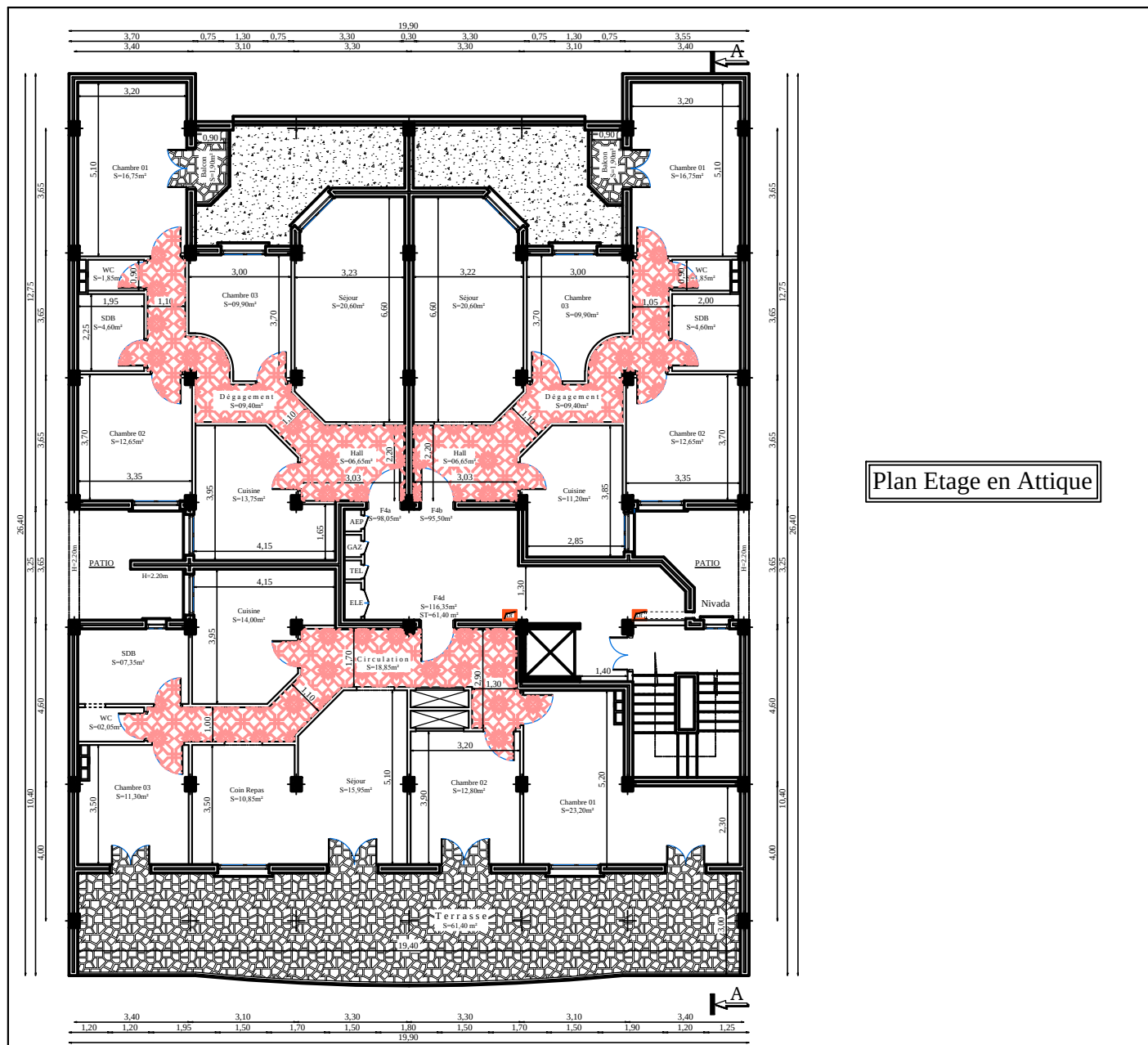
8,00

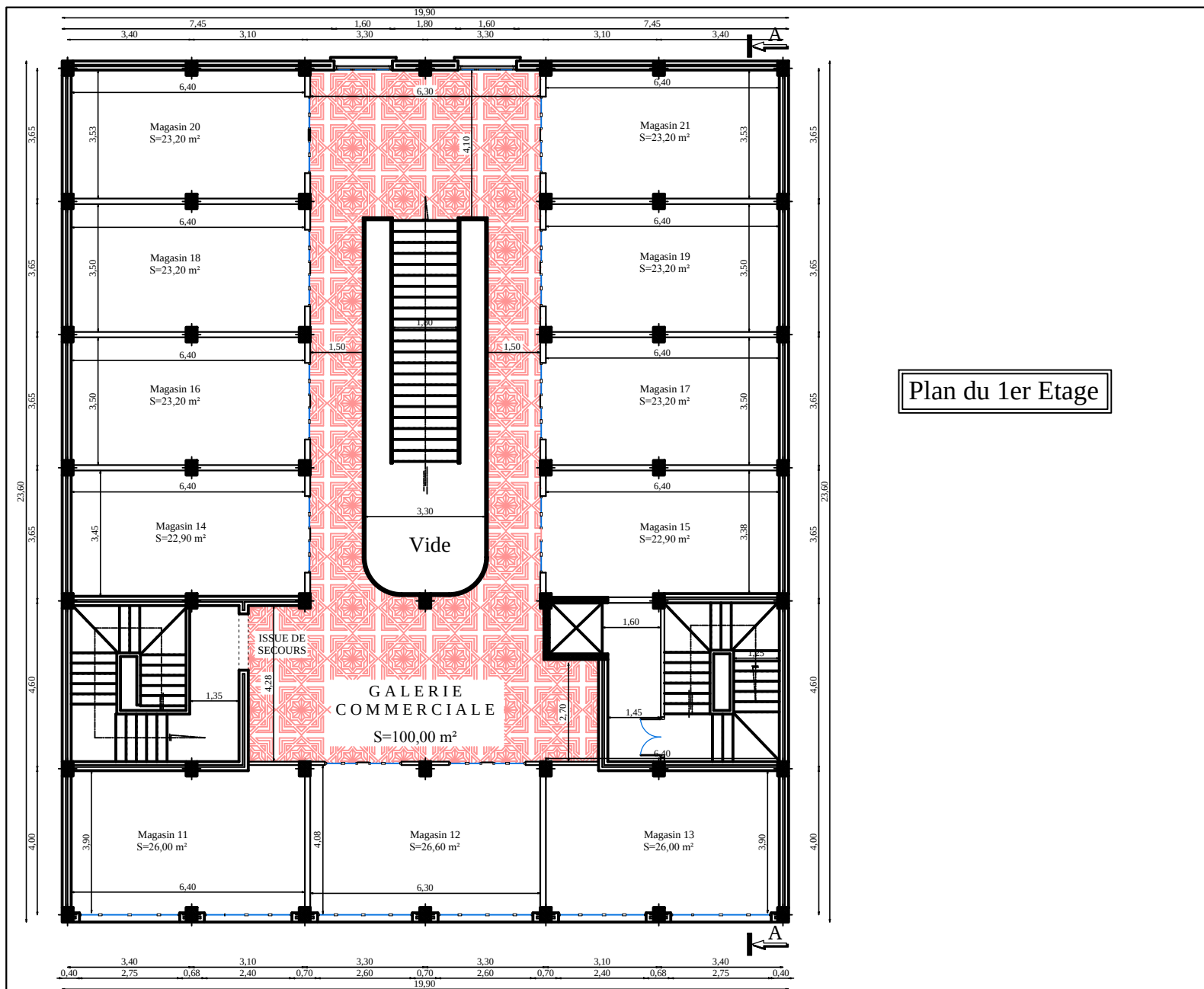


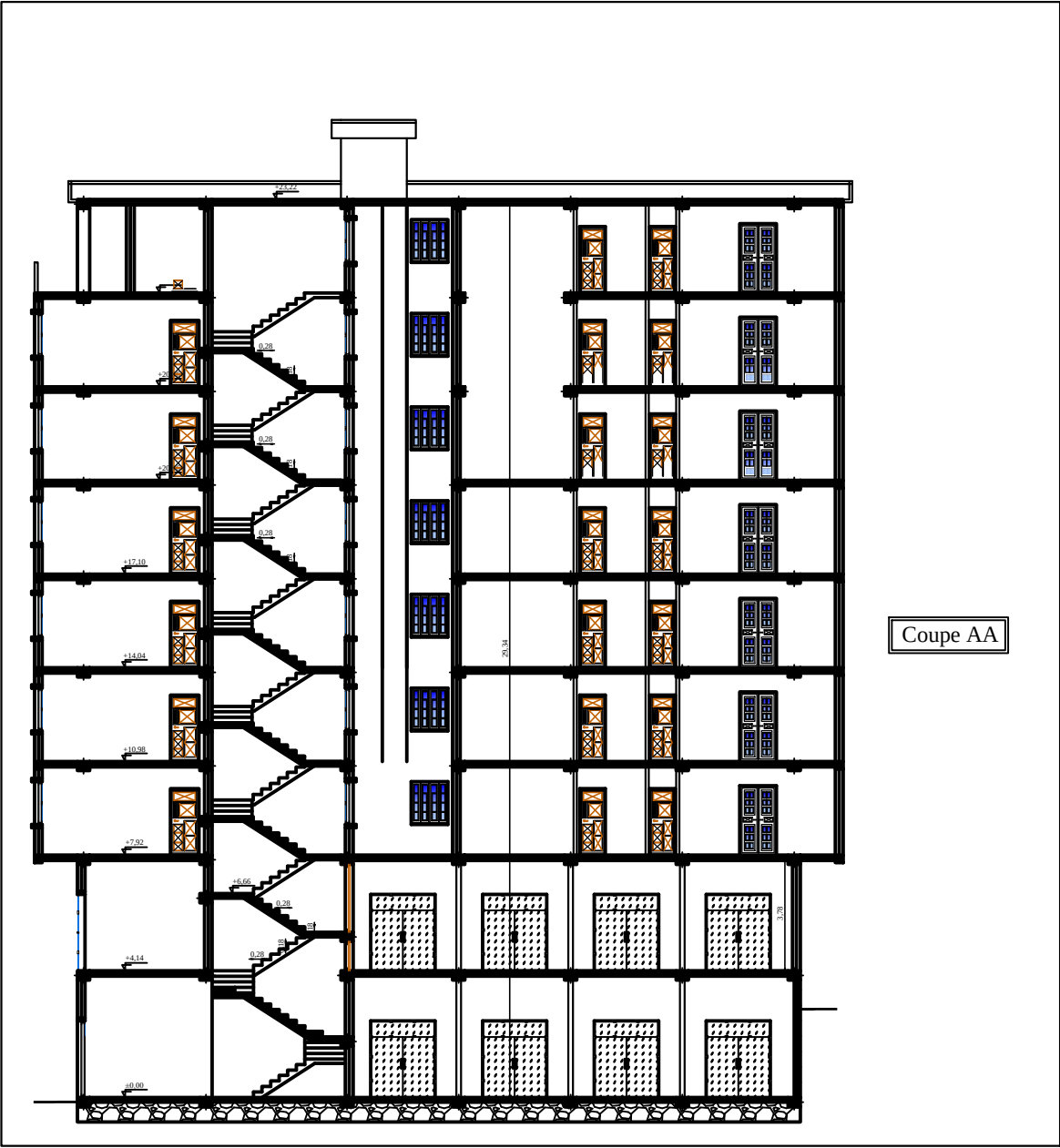




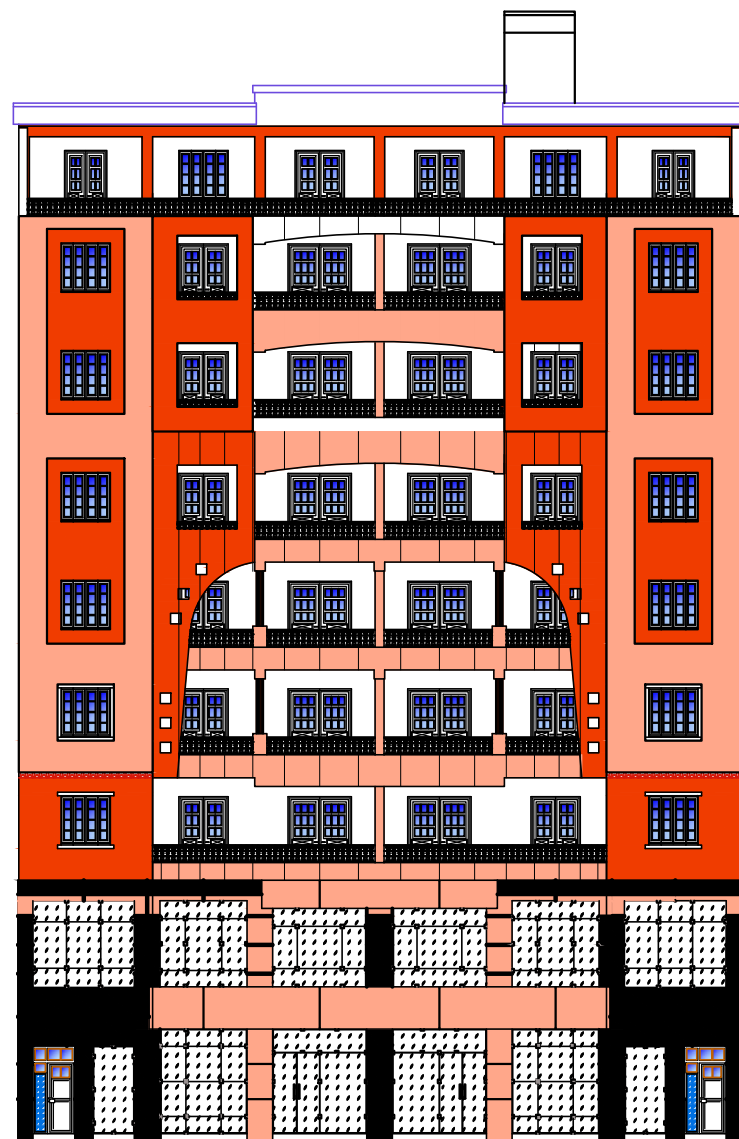




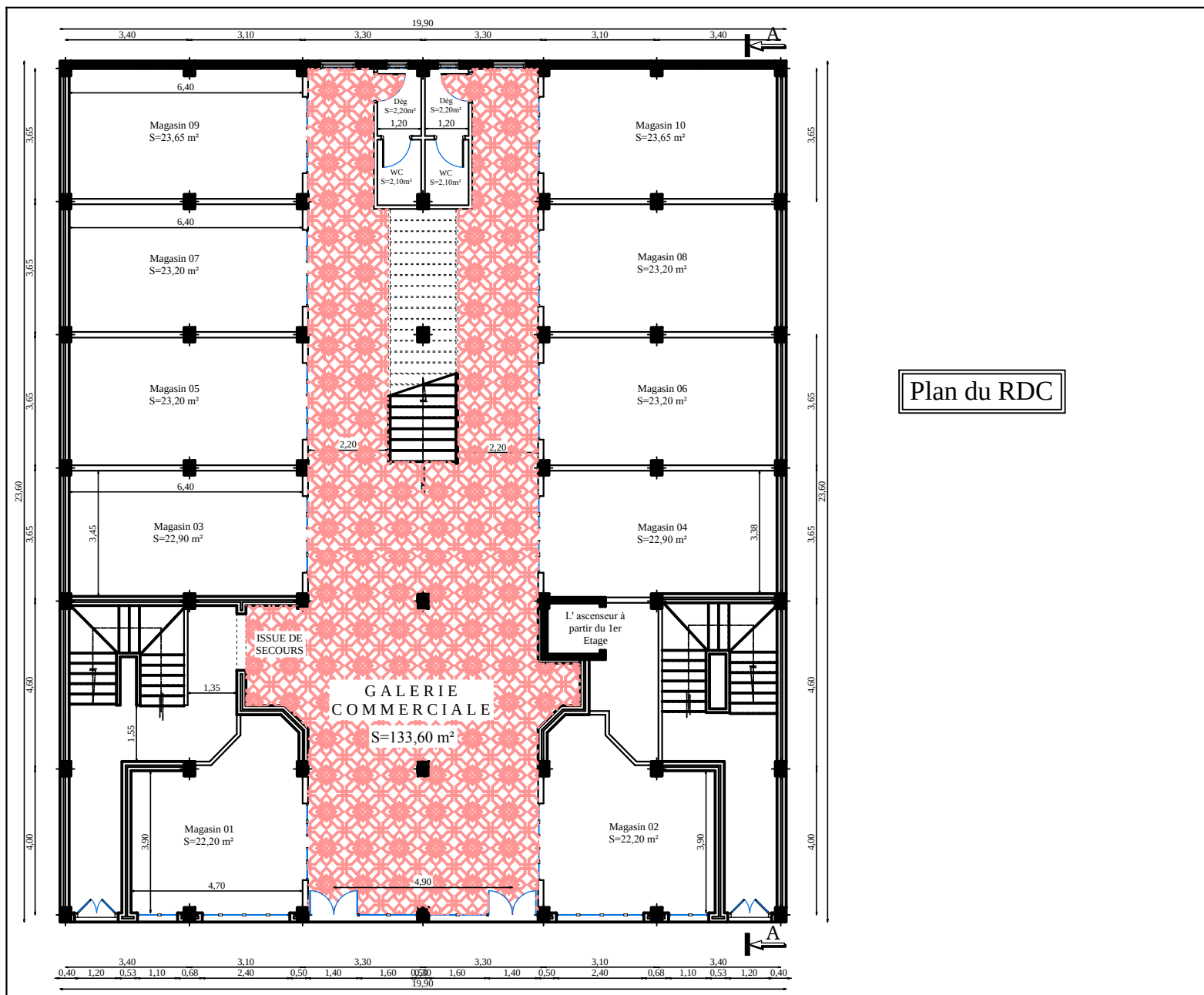


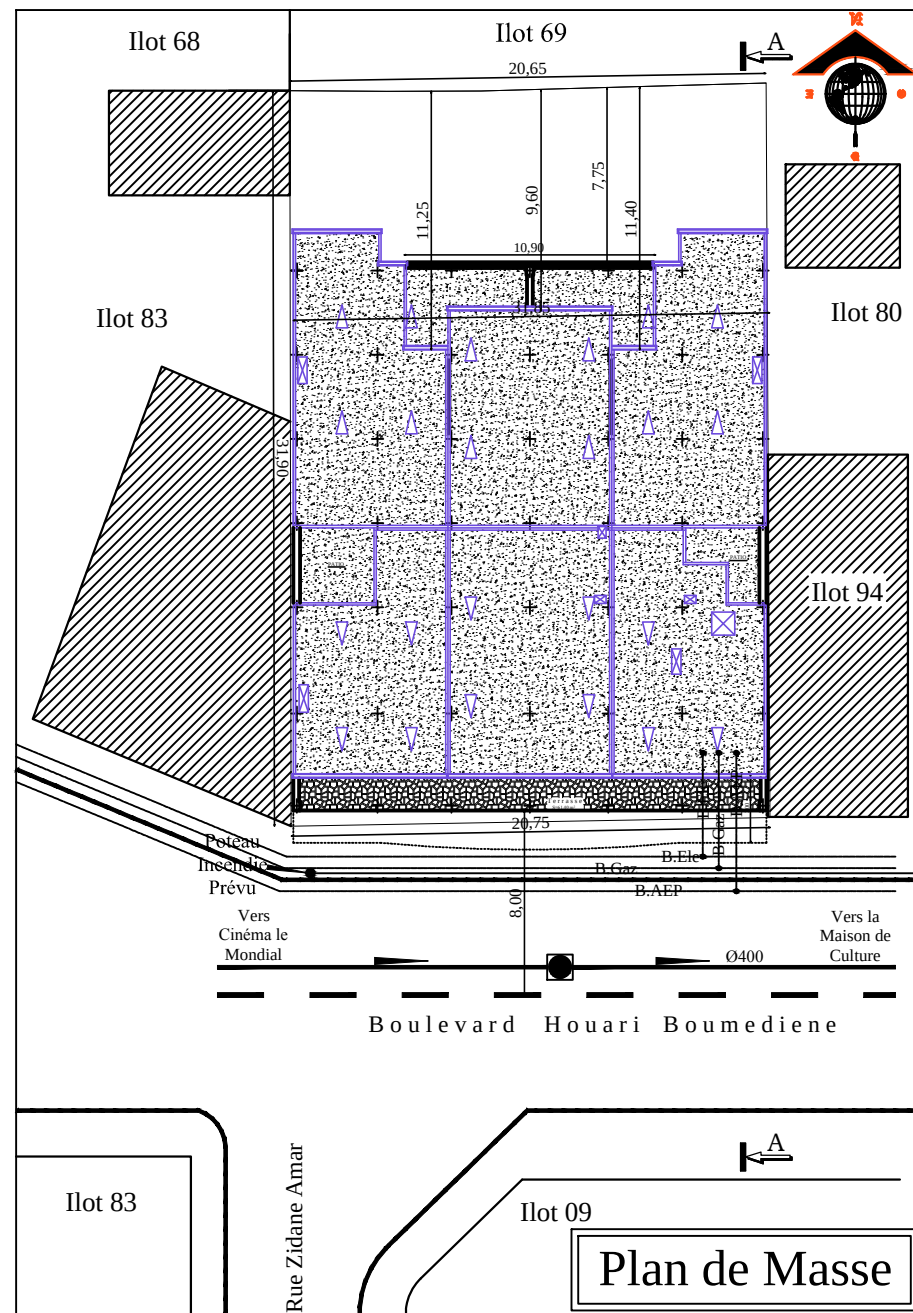


Coupe AA



Façade Principale





Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments.....	26
III.1 : Calcul de l'acrotère.....	26
III.2 : Calcul de la poutre palière.....	37
III.3 : Calcul des balcons.....	43
III.4 : Calcul des escaliers.....	49
III.5 : Calcul de la salle machine.....	65
III.6 : Calcul des planchers.....	74
Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.....	87
Chapitre V: contreventement	105
Chapitre VI : vérification RPA.....	114
Chapitre VII : Ferrailage	125
VII.1 : Ferrailage poteaux	125
VII.2 : Ferrailage poutres	133
VII.3 : Ferrailage voiles	143
Chapitre VIII : étude de l'infrastructure.....	158
Conclusion	
Bibliographi	

I.1. Introduction

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment, a usage d'habitation et commercial en (R+8).

Pour nos calculs, on aura à étudier toute la structure qui constitué de portiques et voiles en béton armé, et présente une terrasse inaccessible

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques du bâtiment, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.2. La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui Est considérée selon le RPA-99 de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zoneIIa).

I.3.Description de l'ouvrage

Cette tour comporte :

- Un rez- de-chaussée (RDC) a usage commercial
- 1^{er} étage a usage de bureaux
- Les autres étages à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible.
- Trois cages d'escalier
- Une cage d'ascenseur.

I.4. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Hauteur totale 32,4m.
- Longueur totale du bâtiment.....26.40 m.
- Largeur totale du bâtiment.....20.50m.
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m.
- Hauteur du RDC.....4.14 m.
- Hauteur d'etage1.....3,78m
- Hauteur de l'acrotère 0.60 m.

I.5. Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux- poutres) et des voiles en béton armé.

I.6. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.6.1. Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour fonction :

- séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.
- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation). Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

b) Plancher en dalle pleine : coulée sur place, pour les parties à faux et une partie (centrale) de notre plancher.

I.6.2. Les dalles pleines

Suite à des contraintes de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

I.6.3. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier. la première desservant la totalité des niveaux, la deuxième desservant du rez-de-chaussée aux premiers étages. Notre type d'escalier est un escalier à trois volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I.6.4. La cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

I.6.5. Le remplissage (maçonnerie)

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.6.6. Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.6.7. Les fondations

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

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

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux**I.7.1. Le béton****I.7.1.1. Comportement expérimentale**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

• Essai de compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression, qui dépend de la composition. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées (16×32), de forme cylindrique.

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les caractéristique suivantes :

- Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 32164,2 \text{ MPa}$
- La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20 \text{ à } 40 \text{ MPa}$
- La déformation maximale à la rupture $\epsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

• Essai de traction

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

• Fluage de béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$E_v = E_{\square} = 3.E_i$$

• Phénomène de retrait

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner selon l'humidité de l'environnement des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4}

- La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, dont sa valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.
- Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :
 - Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
 - Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
 - Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrêts
 - Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
 - Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

• Dilatation thermique

Le coefficient de dilatation du béton vaut entre 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I.7.1.2. Résistance caractéristique à la compression

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.1.1})$$

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

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.7.1.3. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91modifiées 99)
Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.7.1.4. Contraintes limites

a) Contrainte limite à la compression : (Art A.4.3, 41 BAEL91modifiées 99)

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante}$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

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

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures

- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1, 21 BAEL91)

$$u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression : (Art A .4 .5 ,2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.7.1.5. Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module

a) Module d'élasticité instantané: (Art A.2 .1, 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$E = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différé : (Art A. 2.1,22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson : (Art A.2.1,3 BAEL91)

Si $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

Ou bien $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

Apport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à

I.7.1.6. Diagramme contraintes déformations : (Art A.4.3, 41 BAEL 91)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme (contraintes-déformations) réel est remplacé par le diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

- Modèle de calcul à L'E.L.U

Pour les calculs à L'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

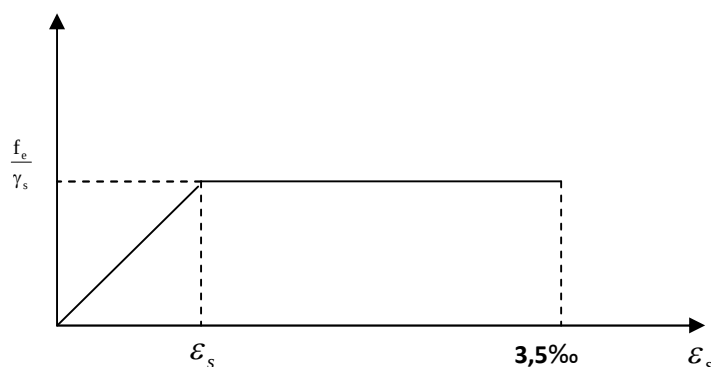


Figure : Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U.

- Modèle de calcul à L'E.L.S:

C'est au de-là duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

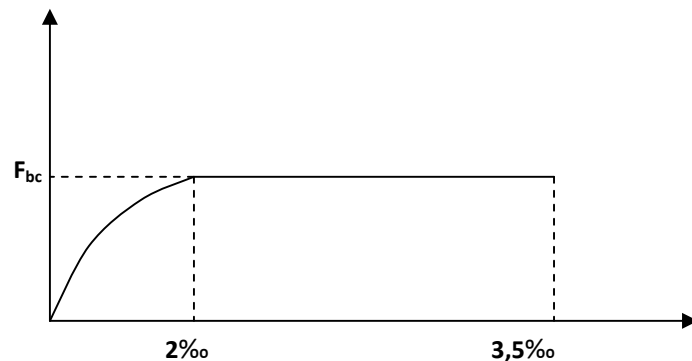


Figure : Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.

I.7.2. Les aciers

I.7.2.1 Types d'aciers

On distingue 3 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- Les aciers doux : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 02 types d'aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400.
- Treillis soudés TL520 ($\Phi < 6$).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
☐ S	1	1,5	
☐	1	1,6en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TSHA	
		☐ <6mm	☐ e6mm
☐ s	1	1,5	1,5
☐	1	1,3	1,6

Figure: Diagramme contraintes-déformations

I.7.2.1. Module d'élasticité longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.7.2.2. Diagramme contraintes-déformations

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :

Avec: F_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

I.7.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul :(Art Art A.2.2,2 BAEL 91)

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant

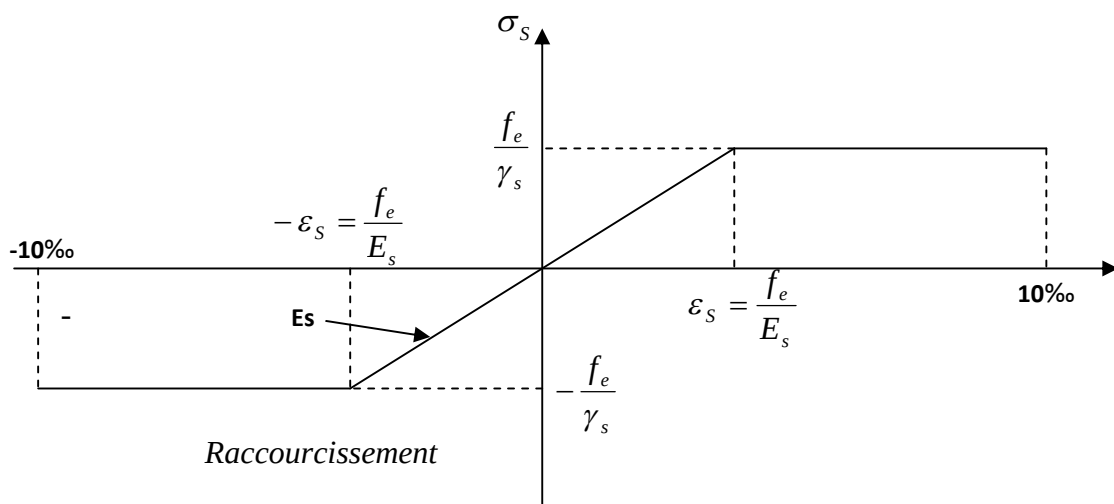


Figure : Diagramme contrainte déformation de calcul.

I.7.2.3. Limite d'élasticité :(Art A.4.3,2 BAEL 91)

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

γ_{bs} : Coefficient de sécurité

$\gamma_{bs} = 1,15$ En situation durable

$\gamma_{bs} = 1,00$ En situation accidentelle.

I.7.2.4. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** :(Art A.4.5,32 BAEL 91)
Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.
- **Fissuration préjudiciable** :(Art A.4.5,33 BAEL 91)

$$\sigma_{sst} = \min[2/3 f_e, \text{Max}[0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}]] \text{ MPa}$$

avec :

σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1,0$ pour les RL

$\eta=1,6$ pour les HA

c) Fissuration très préjudiciable :(Art A.4.5,34 BAEL 91)

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = 0,8 \min (2/3 f_e, \text{Max}[0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}]] \text{ MPa.}$$

I.7.2.5. Protection des armatures : (Art A.7.1. BAEL91)

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

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

II.1. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers

Un planchet est une aire généralement plane, assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

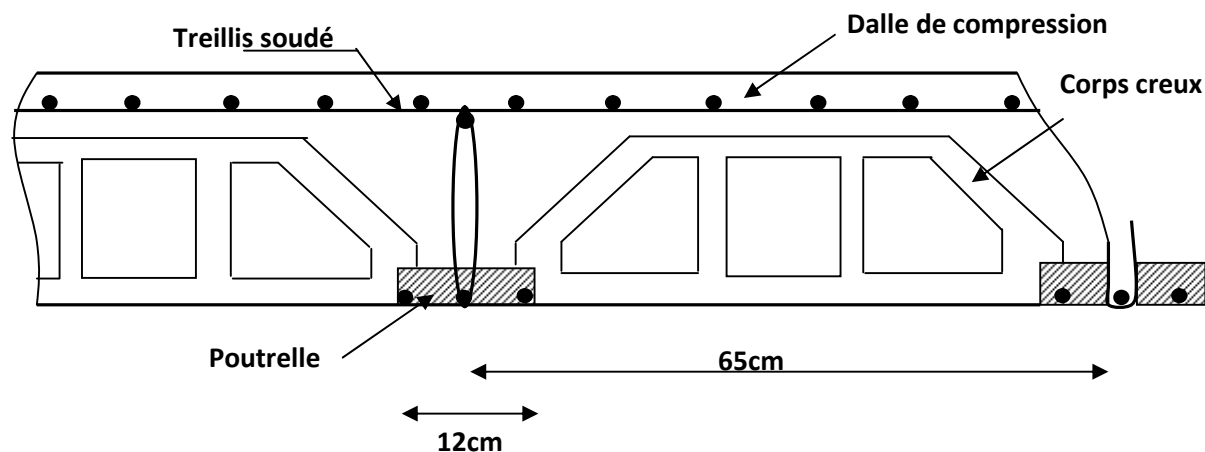


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux .

Les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL91 modifiées 99/ Art.B.6.8,424 suivante :

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

Avec:

ht : hauteur totale du plancher.

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

Dans notre cas la portée libre maximale est $l_{max} = 340 - 25 = 315$ cm ce qui nous donne :

$$ht \geq 315 / 22,5 = 14 \text{ (cm)}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2. Les poutres

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

▪ Hauteur : $L / 15 \leq ht \leq L / 10 \dots\dots\dots (2.1)$

▪ Largeur : $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \dots\dots\dots (2.2)$

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone

II a telles que :

$$B \geq 20 \text{ cm}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$ht / b \leq 4$$

$$b_{max} \leq 1,5 ht + b_1$$

Avec : $b_1 = 30 \text{ cm}$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (ou porteuses)
- Poutres secondaires (ou de chaînage)

II.2.1. Poutres Principales

Sachant que : $L = 460 \text{ cm}$, il vient : $460 / 15 \leq ht \leq 460 / 10$ ce qui donne $30,66 \leq ht \leq 46$

On prend **ht = 35 cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 \text{ ht} = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 \text{ ht} = 21 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm**.

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$		30
$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	conditions vérifiées.	ht
$ht / b = 30 / 25 = 1,2 \leq 4$		bmax =
$25 \text{ cm} \leq 1,5 \text{ ht} + b = 75 \text{ cm}$		

II.2.2. Poutres Secondaires

Sachant que $L = 340 \text{ cm}$, il vient :

$$L/15 = 340/15 = 22,66 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 340/10 = 34 \text{ cm}$$

Donc $22,66 \leq ht \leq 34$

On prend **ht = 30cm**

La largeur b sera donc :

$$0,4 \text{ ht} = 12 \text{ cm} \quad 12$$

$$0,7 \text{ ht} = 21 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 25cm**

➤ **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

$$ht / b = 30 / 25 = 1,20 \leq 4$$

$$b_{\text{max}} = 25 \text{ cm} \leq 1,5 \text{ ht} + b = 75 \text{ cm}$$

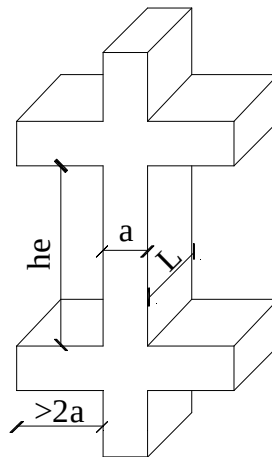
Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales **(35x 30) cm²**
- poutres secondaires **(25 x 30) cm²**.

II.3. Les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales. Epaisseur minimale d'un voile: $a=15\text{cm}$.

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée ci-dessous :



$$L \geq 4a$$

Figure II.2. Coupe de voile en élévation.



$$a \geq h_e / 20$$

Figure II.10. Coupe de voile en plan.

- Pour le RDC

$$h = 414 \text{ cm}$$

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$$h_e = 414 - 20 = 394 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e / e_p = 394 / 20 = 19,7$$

- Pour l'étage courant

$$h = 378 \text{ cm}$$

$$h_e = 378 - 20 = 358 \text{ cm}$$

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$$e \geq h_e / e_p = 358 / 20 = 17,9$$

On adopte une épaisseur : **e = 20cm** pour l'étage courant et le rez-de-chaussée

- Vérification :

On doit vérifier que $L_{\min} \geq 4e$ avec **L_{min}** : portée min des voiles
 $L_{\min} = 276 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

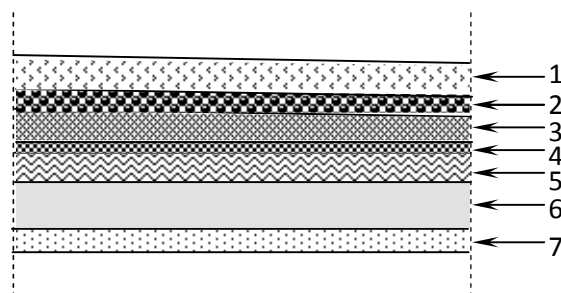
II.4. Descente de charge

II.4.1. Détermination des charges et surcharges

Afin de pré dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

II.4.1.1. Les charges permanentes

- plancher terrasse (inaccessible)



Coupe verticale du plancher terrasse

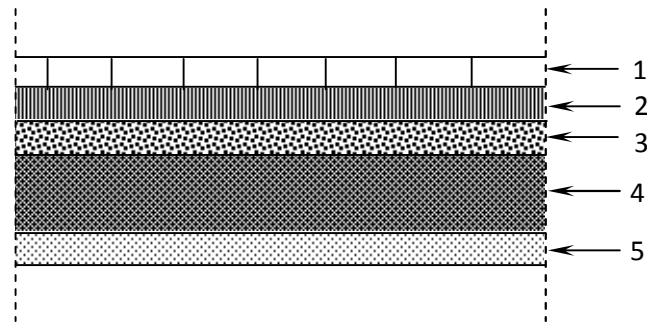
Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G_{pt} du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20,00	1,00
2	Etanchéité multiple	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4,00	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
				$G_{pt}=5,83$

- plancher Etage courant et RDC :

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G_c de l'étage courant et RDC :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
				$G_c=5,28$

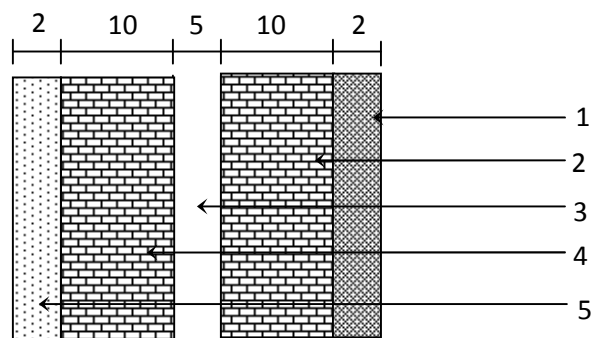


Coupe verticale d'un plancher d'étage

- Maçonnerie
 - Mur extérieur

Tableau II.3. Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Lame d'air	0,05	12	/
4	Brique creuse	0,10	09	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	12	0,24
				G_{me}=2,48

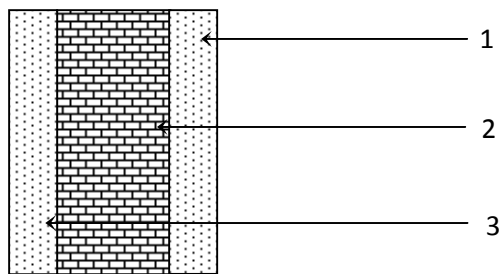


Coupe verticale d'un mur extérieur

▪ **Mur intérieur**

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).

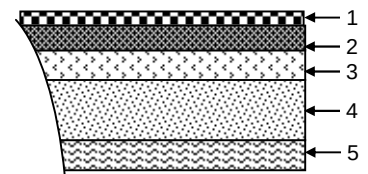
N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
				G_{mi}=1,38



Coupe verticale d'un mur intérieur

• **Balcons:** (dalle pleine)

- 1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,40 KN /m²
- 2- Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$).....0,60 KN /m²
- 3- Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$).....0,66 KN /m²
- 4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15\text{cm}$)..... 3,75 KN /m²
- 5- Enduit de ciment ($e_p = 2\text{cm}$).....0,20 KN /m²



$$G = 5,61 \text{ KN /m}^2$$

- **L'acrotère**

$$G = S \times \rho \quad \text{avec} \quad \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$H = 60$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,20 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05)/2$$

$$S = 0,0775 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \rho = 0,0775 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 1,94 \text{ kn/ml}$$

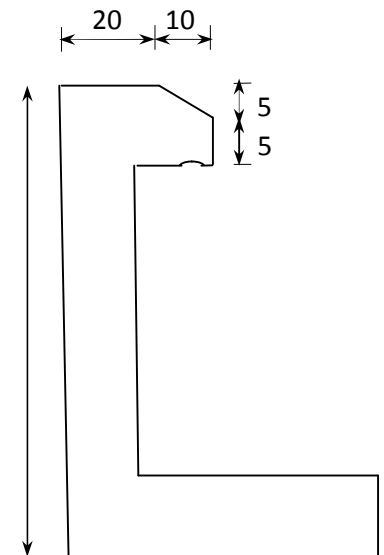


Figure 1 . Coupe verticale de l'acrotère.

II. 4.1.2. Les surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse inaccessible	$Q = 100 \text{ kg/m}^2$
- planche à usage bureaux	$Q = 250 \text{ kg/m}^2$
- planche à usage commercial	$Q = 350 \text{ kg/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 100 \text{ kg/m}^2$
- L'escalier	$Q = 250 \text{ kg/m}^2$
- Les balcons (dalles pleines)	$Q = 350 \text{ kg/m}^2$.
-	

II.5. Les poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial NS, qui sera repris uniquement par la section du béton. La section du poteau à déterminer est celle qui est la plus sollicitée, et qui est donnée par la relation suivante :

$$S = N_s / b_c$$

Avec :

N_s : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91 modifiées 99

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données par le tableau II.6.

II.6. Charges et surcharges revenant au poteau D2

a) Surface d'influence

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (1,5 + 1,5) \times (2,175 + 1,875)$$

$$S = 12,5 \text{ m}^2$$

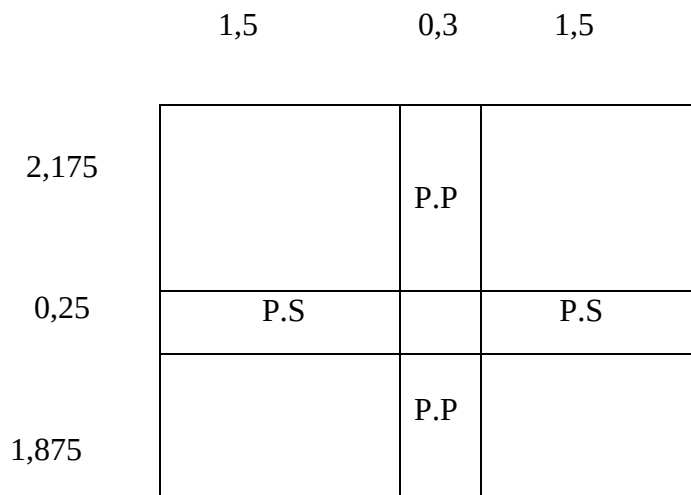


Figure II.2. Surface d'influence du poteau D2.

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse inaccessible $G = 5,83 \text{ kn/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ kn/m}^2$

- Plancher étage courant $G = 5,28 \text{ kn/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kn/m}^2$

-Plancher bureaux

$$G = 5,28 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kn/m}^2$$

-Plancher à usage commercial

$$G = 5,28 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kn/m}^2$$

c) Charges permanentes totales revenant au poteau D2

- **Poids du plancher**

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse (inaccessible)

$$P = 5,83 \times 12,15 = 57,37 \text{ kn}$$

- Plancher étage (étage courant, bureau, commercial) :

$$P = 5,28 \times 12,15 = 51,96 \text{ kn}$$

- **Poids des poutres**

- Poutres principales

$$P = [(0,30 \times 0,35) \times (2,175 + 1,875)] \times 25 = 9,45 \text{ kn}$$

- Poutres secondaires

$$P = [(0,25 \times 0,30) \times (1,5 + 1,5)] \times 25 = 5,86 \text{ kn}$$

D'où le poids total $P = 9,45 + 5,86 = 15,31 \text{ kn}$

- **Poids des poteaux**

- **Pour les poteaux du RDC : $h = 4,14 \text{ m}$**

$$P_{\text{pot}}(\text{R.D.C.}) = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,14 = 6,46 \text{ kn}$$

- **Pour les poteaux des étages de service : $h = 3,78 \text{ m}$**

$$P_{\text{pot}}(\text{E.S.}) = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,78 = 5,90 \text{ kn}$$

- **Pour les poteaux des étages courants : $h = 3,06$**

$$P_{\text{pot}}(\text{E.C.}) = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ kn.}$$

d) Surcharges d'exploitation revenant au poteau D2

- plancher terrasse inaccessible $Q_0 = 1,00 \times 12,5 = 12,5 \text{ kn}$
- plancher courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots Q_7 = 1,50 \times 12,15 = 14,96 \text{ kn}$
- plancher bureau $Q_8 = 2,50 \times 12,5 = 24,60 \text{ kn}$
- plancher a usage commercial $Q_9 = 3,5 \times 12,5 = 34,44 \text{ kn}$.

II.7. Loi de dégression de charges

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

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

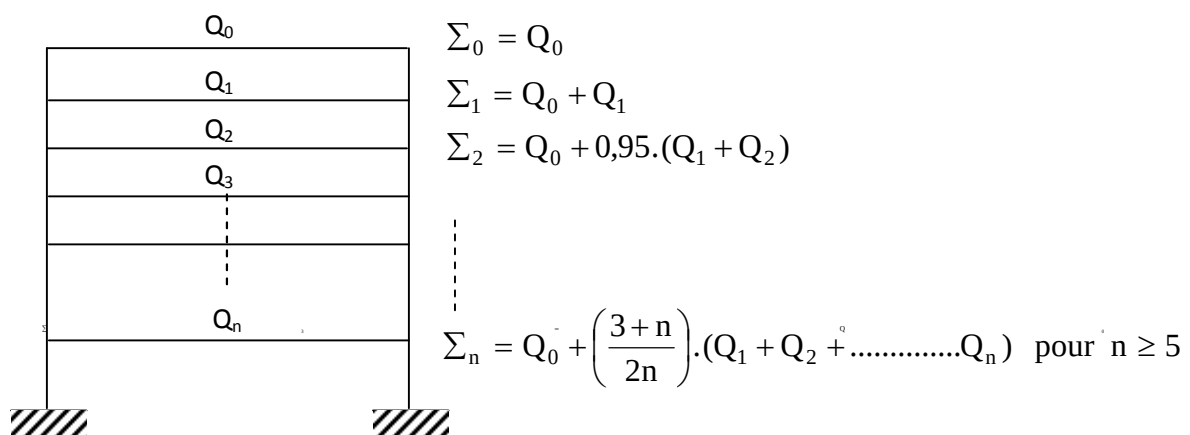


Tableau II .5 . Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	29,34	26,28	23,22	20,16	17,10	14,04	10,98	7,92	4,14
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

- **Calcul des surcharges selon la loi de dégression:**
 - $0 = 10,37 \text{ KN}$
 - $1 = 10,37 + 15,55 = 25,92 \text{ KN}$
 - $2 = 10,37 + 0,95 \times (15,55 \times 2) = 39,91 \text{ KN}$
 - $3 = 10,37 + 0,90 \times (15,55 \times 3) = 52,35 \text{ KN}$
 - $4 = 10,37 + 0,85 \times (15,55 \times 4) = 63,24 \text{ KN}$
 - $5 = 10,37 + 0,80 \times (15,55 \times 5) = 72,57 \text{ KN}$
 - $6 = 10,37 + 0,75 \times (15,55 \times 6) = 80,34 \text{ KN}$
 - $7 = 10,37 + 0,714 \times (15,55 \times 6 + 25,92) = 95,4 \text{ KN}$
 - $8 = 10,37 + 0,687 \times (15,55 \times 6 + 25,92 + 36,29) = 117,2 \text{ KN}$.

.Tableau II.2.3. Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau D3

KN									Cm ²	
Niveau	plancher	poutre	poteau	Charge G	G cumulée	surcharge Q	Q cumulée	N _s =G _c +Q _c	Section trouvée	section adoptée
8	60.45	14.63	/	75.08	75.08	10.37	10.37	84.45	56.3	30x30
7	54.75	14.63	4.78	74.16	149.24	15.55	25.92	175.16	116.77	30x30
6	54.75	14.63	4.78	74.16	223.4	15.55	39.91	264.87	176.58	30x30
5	54.75	14.63	4.78	74.16	297.56	15.55	52.35	354.58	236.38	35x35
4	54.75	14.63	4.78	74.16	371.72	15.55	63.24	444.29	296.19	35x35
3	54.75	14.63	4.78	74.16	445.88	15.55	72.57	534	356	35x35
2	54.75	14.63	4.78	74.16	520.04	15.55	80.34	623.71	415.80	40x40
1	54.75	14.63	5.90	75.28	595.32	15.55	95.49	714.54	476.36	40x40
RDC	54.75	14.63	6.46	75.84	671.16	15.55	117.2	805.9	537.26	40x40

II.8. Les vérifications au RPA

1- Les poteaux carrés

Pour la zone II on a :

▪ Pour le RDC, 1er, 2ème niveau: (40x40)

Min (b,h) = 40cm $\geq$ 25cm.....CV

Min (b,h) $\geq$ $h_e/20 = 394/20 = 19.70$ cm.....CV(RDC)

Min (b,h) $\geq$ $h_e/20 = 358/20 = 17.90$ cm.....CV(1 étage)

Min (b,h) $\geq$ $h_e/20 = 286/20 = 14.30$ cm.....CV(2 étage)

$1/4 < b/h = 40/40 = 1.00 < 4$ CV

▪ Pour le 3ème, 4ème, 5ème niveau: (35x35)

Min (b,h) = 35 cm $\geq$ 25cm.....CV

Min (b,h) $\geq$ $h_e/20 = 286/20 = 14.30$ cm.....CV

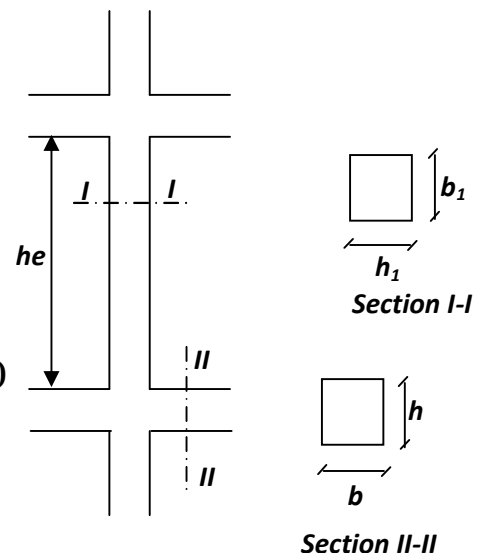
$1/4 < b/h = 35/35 = 1.00 < 4$ CV

▪ Pour le 6ème, 7ème, 8ème niveau : (30x30)

Min (b,h) = 30 cm $\geq$ 25cm.....CV

Min (b,h) $\geq$ $h_e/20 = 286/20 = 14.30$ cm.....CV

$1/4 < b/h = 30/30 = 1.00 < 4$ CV



II.9. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers font suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux :

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$)

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = bh^3/12$; $I_{xx} = hb^3/12$).

➤ **Les vérifications:**

Au RDC :

(40x 40) cm², $L_0 = 4.14$ m

$\lambda = 0.7 \times 414$

$\lambda = 32.97 < 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Du 3ème jusqu'au 5ème niveau :

(35x 35) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 21.2 < 50$ vérifiée.

Du 6ème niveau jusqu'au 9ème niveau :

(30x30) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ vérifiée.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL91modifié99.

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère «N » et d'une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

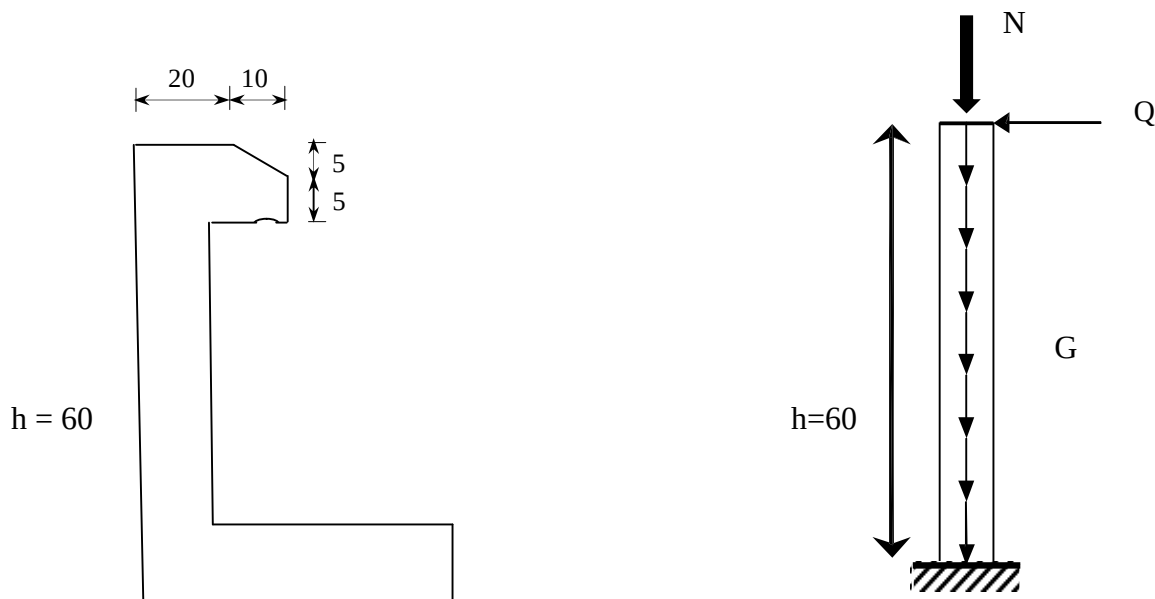


Figure III.1.1 Coupe transversale de l'acrotère.

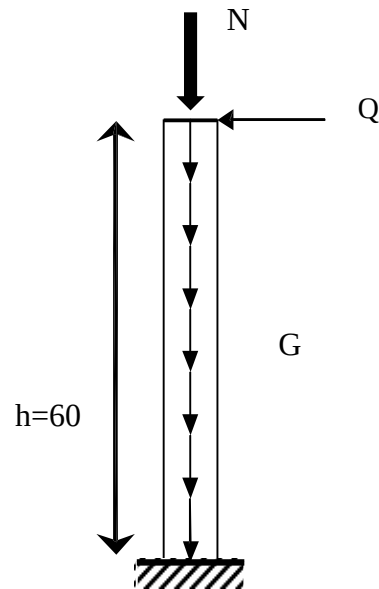


Figure III.1.2 Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1.Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,20 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05)] \times 1\text{ml}$$

$$G = 1,94 \text{ KN /ml}$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1\text{KN/ml}$
- Effort normal : $N = 1,94 \text{ KN /ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1\text{KN/ml}$
- Effort tranchant du a la poussée latérale : $T = Q \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$
- Effort normal du au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1,94 \text{ KN}$
- Effort normal du a la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement du a G : $M_G = 0$
- Moment de renversement du a Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$

III.1.2.Combinaisons de charges

A l'ELU :

La combinaison de charge est: $1,35G + 1,5Q$

- Effort normal de compression:
 $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,94 + 0 = 2,619 \text{ KN}$
- Moment de renversement:
 $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

A l'ELS:

La combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression:
 $N_s = N_G + N_Q = 1,94 \text{ KN}$
- Moment de renversement:
 $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.3.Ferraillage

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «N» et un moment de flexion «M».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

Le calcul se fera pour une bonde de 1m.

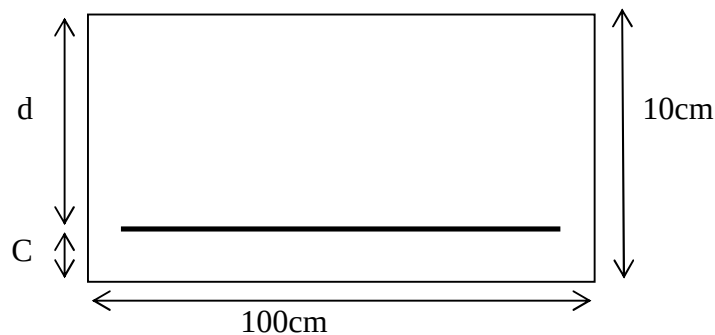


Figure III.1.3. Section rectangulaire de l'acrotère.

❖ Calcul à l'ELU

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = c' = 3 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} ; F_e = 400 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

a) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,619} = 34,36 \text{ cm}$$

$$e_u = 34,36 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 34,36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) 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 on se ramène à la flexion composée.

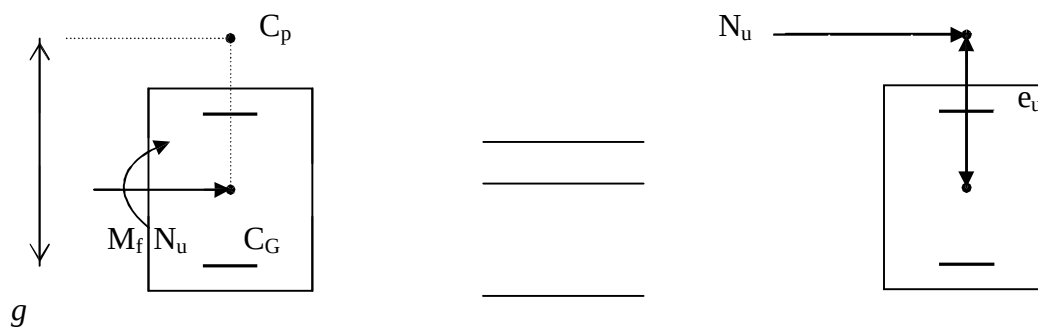


Figure III.1.4. Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple**• Moment fictif**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 34,36 + \frac{10}{2} - 3 = 36,36 \text{ cm} \approx 36,4 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } M_f = 2,619 \times 0,364 = 0,953 \text{ KN.m}$$

•Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,953 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\mu_b = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,993$$

•Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,953 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = 0,39 - \frac{2,619 \times 10}{348} = 0,315 \text{ cm}^2$$

d) Vérifications à l'ELU

➤ Condition de non fragilité: (Art A.4.2.1/BAEL91)

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

♦ Armatures principales

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d}{f_e} \left[\frac{f_{t28}}{e_s - 0,445 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,94} = 0,3092 \text{ m} = 30,92 \text{ cm} \approx 31 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{348} \frac{31 - 0,445 \times 7}{31 - 0,185 \times 7} = 0,912 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales:

$$A_u = 0,315 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,912 \text{ cm}^2$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures:

$$A = A_{\min} = 0,912 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

♦ Armatures de répartition

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

$$\rightarrow \text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right\} = \min \{2,5; 4\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}; \quad v_u : \text{Effort tranchant ; } v_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kn}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,021 < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\bar{\tau}_{se} < \tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

D'où: $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

D'où: $\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,23 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres:**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \{ \min 3h ; 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition: $S_t = 25 \text{ cm} < \{ \min 4h ; 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

➤ **Ancrage des barres verticales:**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_s}$

Avec: $\bar{\tau}_s = 0,6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$

D'où: $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification à L'E L S**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé . $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus . $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

a) Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2,75}{100 \times 7} = 0,393$

$$\rho_1 = 0,393 \rightarrow \beta_1 = 0,903$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,903 \times 7 \times 2,01} = 47,22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

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

$$\sigma_{st} = 47,22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton

On a : $\rho_1 = 0,393 \rightarrow \beta_1 = 0,903 \rightarrow K = 36,55$

$$\sigma_{bc} = \frac{47,22}{36,55} = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,29 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Vérification de l'acrotère au séisme: (Art 6.2.3 RPA99)

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

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas: A=0.15 (Zone IIa, grouped'usage2).

C_p: facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires ,C_p=0.3.

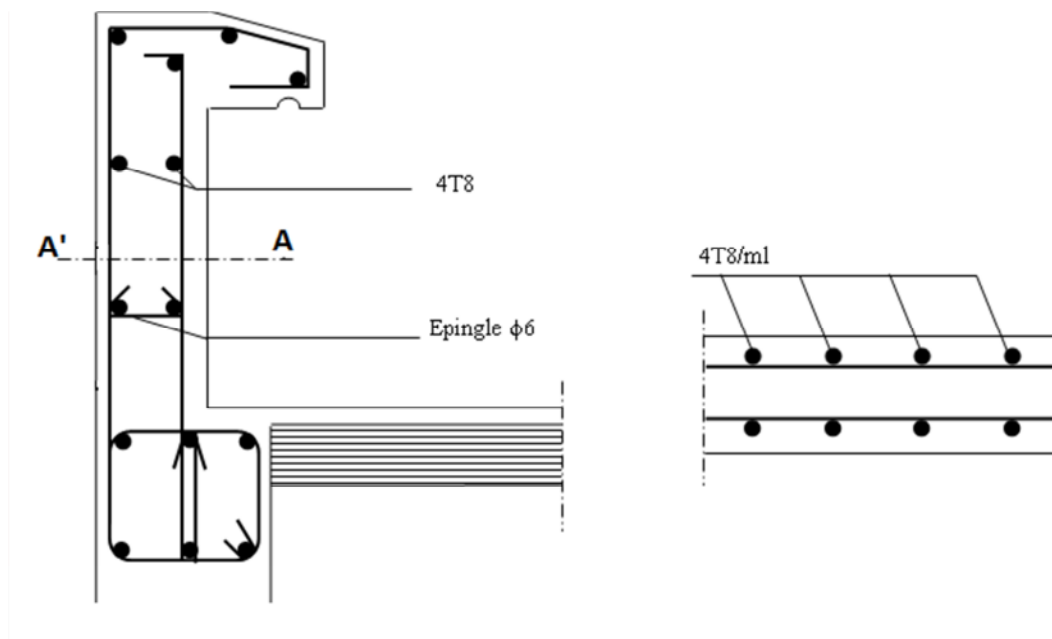
W_n : poids de l'acrotère $W_p = 1.94 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,94 = 0,349 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.1.4. Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.



III.2.1. Calcul de la poutre palière

Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

a) Pré dimensionnement :

❖ Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3.54 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.4}{15} \leq h_t \leq \frac{3.40}{10} \quad \text{donc : } 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

❖ Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Vérification des conditions sur RPA 99

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

III.2.1.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 39.56 KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 28.58 KN.

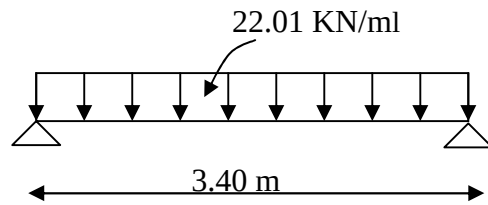
III.2.3. Calcul à l'ELU

III.2.3.1. Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35G + 2T_{U/L}$$

$$q_u = 1.35(2.62) + 2 \times 39.56/4.17$$

$$q_u = 22.01 \text{ KN/ml}$$



a) Calcul des efforts internes

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{22.01 \times 3.40^2}{8} = 31.84 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{22.01 \times 3.4}{2} = 37.42 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_0 = -14.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_0 = 27.06 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort

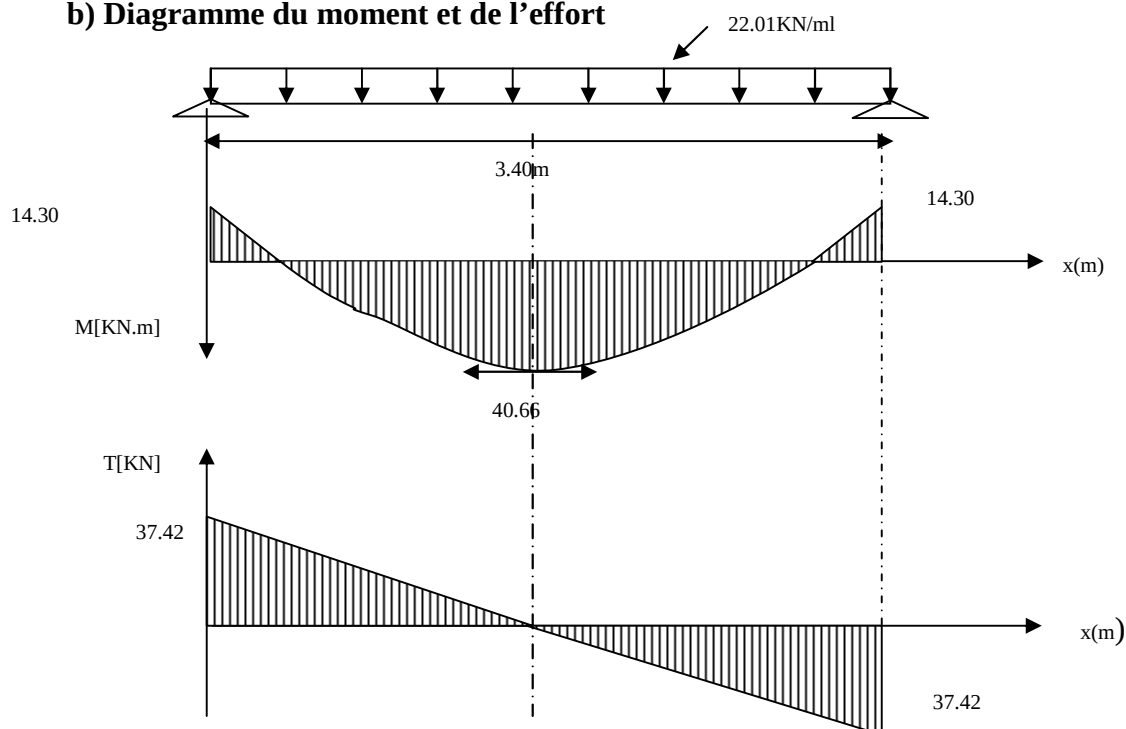


Fig. III-3-1) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à

c) Ferrailage :

➤ **En travées :** $h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27,06 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,087$$

$$\mu_t = 0,087 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,087 \Rightarrow \beta = 0,9545$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,06 \times 10^3}{0,9545 \times 32 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3\text{HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14,30 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,03 \Rightarrow \beta_1 = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,30 \times 10^3}{0,985 \times 32 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III.2.3.2. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2.$

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{37,42 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,463 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.463 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.2.3.3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL, Art. 5.1.3.2)

a) Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{37.42 \times 10^3 + \frac{14.30 \times 10^5}{0.9 \times 32}}{348 \times 10^4} = 0.027 \text{ cm}^2$$

$$A_d = 1.5 \geq A_u = 0.027 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 320 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ KN} > T_u = 37.42 \text{ KN} \Rightarrow \text{La}$$

Condition est vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{37.42 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 9.42 \times 10} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.35 \times 2.1 = 4.93 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

III.2.3.4. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.2.3.5. Ecartement des barres

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 8.75 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \} \text{ On prend : } S_t = 7 \text{ cm}$$

b) En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

III.2.3.6. Ancrage des barres (A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

III.2.4. Calcul à l'ELS

a. Combinaison des charges

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = 2.62 + 2 \times 28.58/3.40$$

$$q_s = 15.95 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.95 \times 3.40^2}{8} = 34.66 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{15.95 \times 3.40}{2} = 33.25 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -10.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 29.46 \text{ KN.m}$$

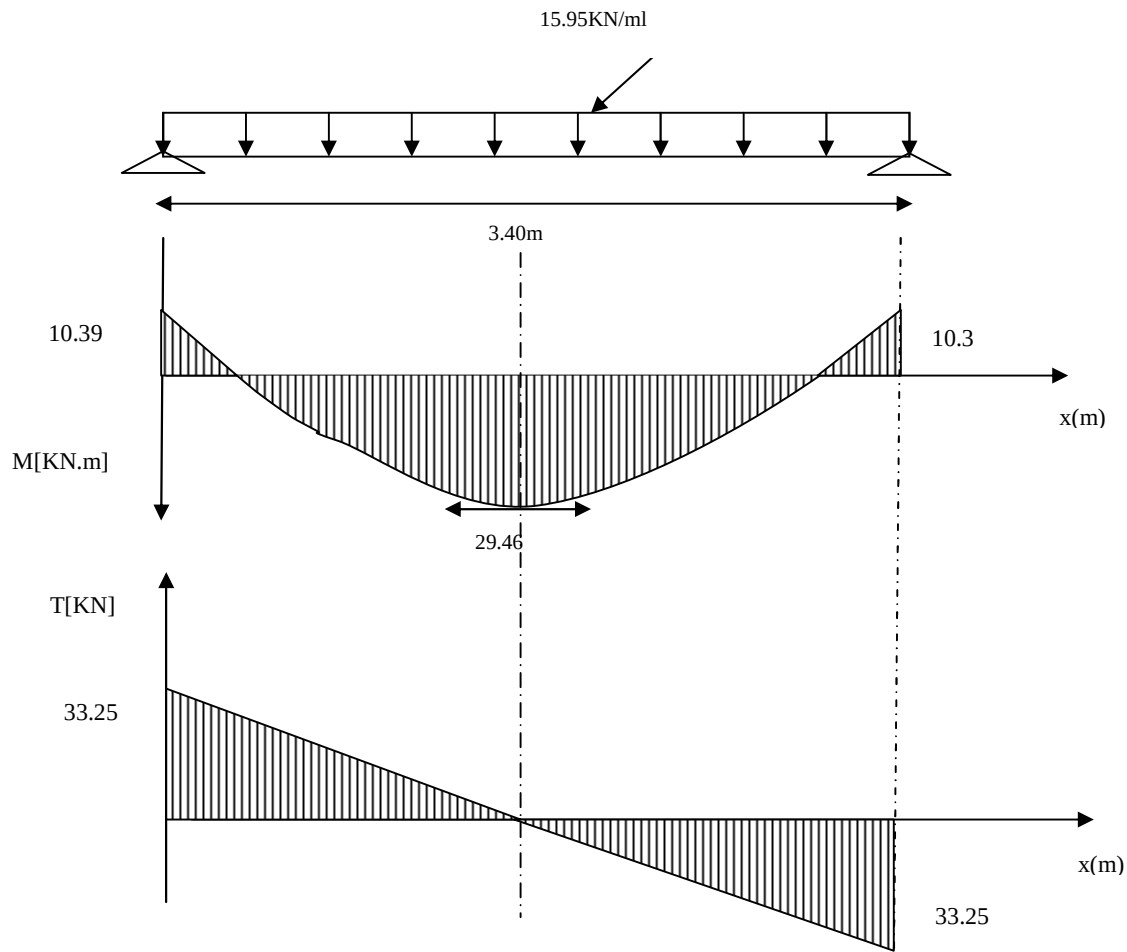


Figure III.3.2. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.4.1. Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes

- Etat limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} ; k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 . d}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	29.46	4.52	0.456	0.857	33.54	230.46	6.87	15
appuis	10.39	3.39	0.342	0.909	39.95	102.17	2.55	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 < \frac{M_t}{10 \times M_s} = \frac{29.46}{10 \times 34.66} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

Donc, on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \text{ Avec : } q_s = 15.95 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10819 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

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

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{30 \times 35^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 33 = 20612.1 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (30 \times 35) + 15 \times 4.52 = 1117.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20612.1}{1117.8} = 18.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18.43 = 16.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} (18.43^3 + 16.57^3) + 15 \times 4.52 \times (16.57 + 2)^2 = 131476.129 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{15.95 \times 4.60^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 131476.129 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.00025 \text{ m} = 0.025 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{460}{500} = \mathbf{0.834}$$

$$f = 0.025 < \bar{f} = 0.834 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

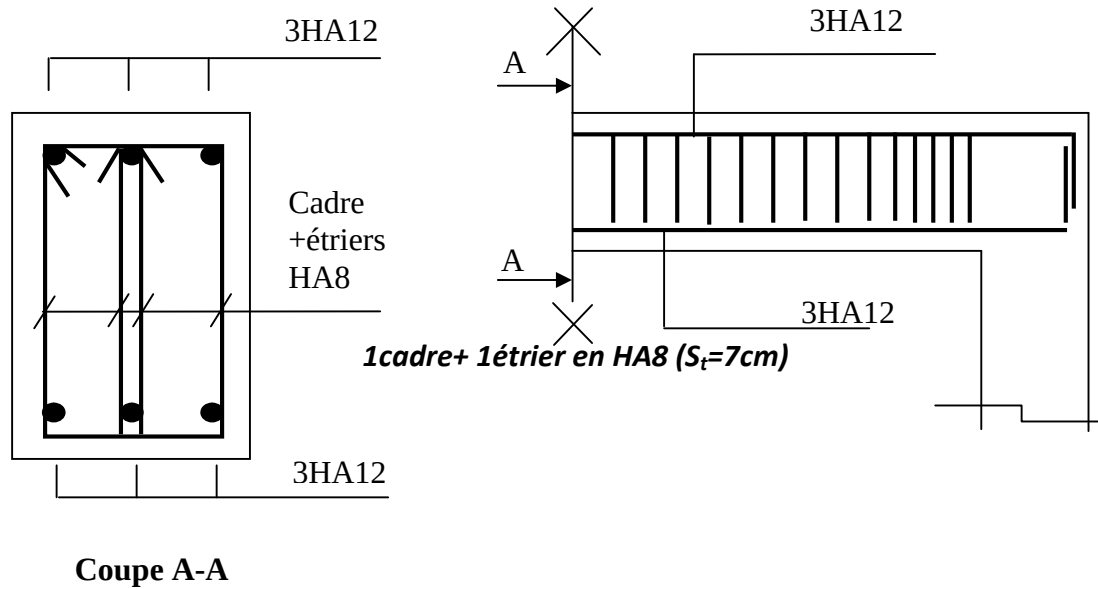


Figure.III. 2.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3. Etude du balcon

III.3.1. Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur $h = 1\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise a une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde corps avec une charge horizontal du à la main courante (Q_1), ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

III.3.2. Pré dimensionnement

On a :
$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{1.00}{10} = 10\text{cm}.$$

Soit : par mesure de sécurité $e=15\text{cm}$.

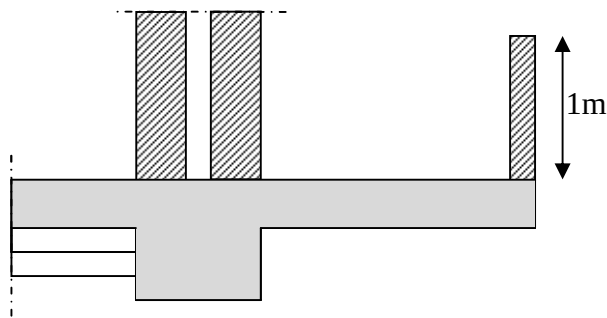


Figure : Coupe verticale d'un balcon

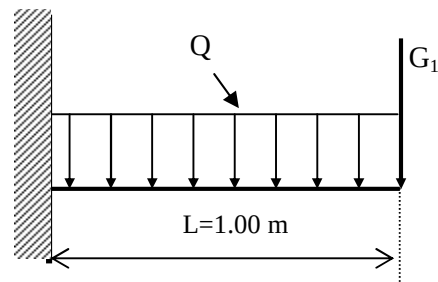


Figure : Schéma statique du balcon

III.3.3. Détermination des charges et surcharges

- **Charges permanentes**
Poids propre revenant au balcon : $G=5.18\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=5.18 \text{ KN/ml}$
- **Charges concentrée**
Poids propre du garde corps (brique pleine) : $G_1=2\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=2\text{KN/ml}$
- **Surcharge d'exploitation**
Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5\text{KN/ml}$
Surcharge revenant à la main courante : $Q_1=1 \times 1=1 \text{ KN/ml}$

III.3.4. Les combinaisons de charges

- **Les combinaisons de charges à l'ELU :**
Pour la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 3,5$
 $q_u = 12,243\text{KN} / \text{ml}$
Pour le garde corps : $g_u = 1,35 \times G_1 = 1,35 \times 2 = 2.7\text{KN} / \text{ml}$

Pour la main courante : $q_{u1} = 1,5 \times Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN / ml}$

- **Les combinaisons de charges à l'ELS :**

Pour la dalle :
$$\begin{cases} q_s = G + Q = 5,18 + 3,5 = 8,68 \text{ KN / ml} \\ q_s = 8,68 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Pour le garde corps : $g_s = G_1 = 2 = 2 \text{ KN / ml}$

Pour la main courante : $q_{s1} = 1 \times Q_1 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN / ml}$

III.3.5. Ferrailage

a) Calcul des moments

❖ ELU

- Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = q_{u1} L^2 / 2 = 12,243 \times (1,00)^2 / 2 = 6,1215 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 2,7 \times 1,00 = 2,7 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par la main courante q_{u1} :

$$M_{qu} = q_{u1} \times h = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KNm}$$

- Moment total:

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} + M_{qu1} = 6,1215 + 2,7 + 1,5 = 10,3215 \text{ KNm}$$

❖ ELS

- Moment provoqué par charge q_s

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 8,68 \times (1,)^2 / 2 = 4,34 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 2 \times 1,00 = 2,00 \text{ KNm}$$

- Moment provoqué par la main courante q_{u1} :

$$M_{qs} = q_{s1} \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm}$$

- Moment total

$$M_s = M_{qs} + M_g + M_{qu1s} = 4,34 + 2,00 + 1 = 7,34 \text{ KNm}$$

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

❖ calcul des armatures principales

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,3215 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,050$$

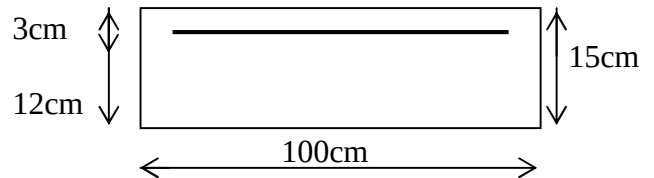
$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,3215 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$$

on adopte : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$



❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4}{4} = 1,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3\text{HA}8/\text{ml} = 1,50 \text{ cm}^2$ avec $St = 30 \text{ cm}$

III.3.6. Vérification à L'ELU

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

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

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,53 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u \langle \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

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

$$V_u = q_u L + g_u = 12,243 \times 1,00 + 2,7 = 14,943 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,943 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0,124 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \langle \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence dans les barres

$$\tau_{se} \langle \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : 6 \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.943 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.10 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Calcul de l'ancrage

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.28 \text{ cm} > e = 25 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0.4 L_s = 14.112 = 15 \text{ cm}$$

e) Espacement des barres

- Pour les armatures principales
 $St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$
 $St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.
- Pour les armatures de répartition :
 $St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$
 $St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

III.3.7. Vérifications à l'ELS

III.3.7.1. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.53}{100 \times 12} = 0.210 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.926 \\ K_1 = 52.57 \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes dans les aciers**

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

Avec :

$\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.34 \times 10^3}{0.926 \times 12 \times 2.53} = 261.08$$

$$\sigma_s = 261.08 > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

→ Le calcul des armatures à l'ELS est obligatoire :

Détermination d'armature à E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \sigma_{st}} = \frac{7.34 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 201,63} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0,0025 \Rightarrow \beta = 0,917$$

$$A = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \sigma_{st}} = \frac{7.34 \times 10^6}{0,917 \times 120 \times 201,63 \times 10^2} = 3.30 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.92 cm² avec St = 20 cm

$$\text{Donc } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm

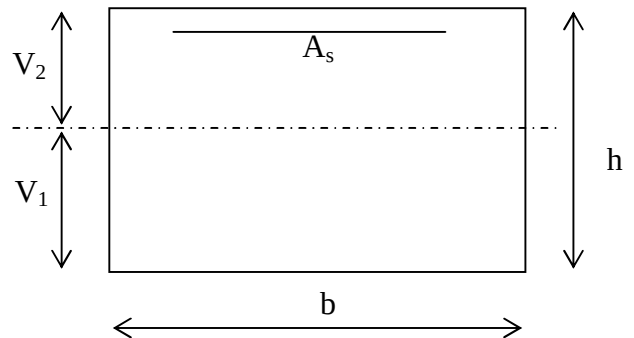
• **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{261.08}{52.57} = 4.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.96 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



III.3.7.2. Vérification de la flèche

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4 E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0.4$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0,0032$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 261.08 + 2,1} \right] = 0,32$$

$$\lambda_v = 0.05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.05 \cdot \frac{2.1}{0.0032 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 6.56$$

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n.A_s(h-d)}{b.h + n.A_s}$$

$$V_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 3.92} = 7.67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.33 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 44142.87 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + 0.4\lambda_v.\mu} = \frac{44142.87}{1 + 0.4 \times 0.32 \times 6.56} = 23994.86 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{7.34 \times 10^5 \times (150)^2}{4 \times 10818.86 \times 10^2 \times 23994.86} = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.15 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

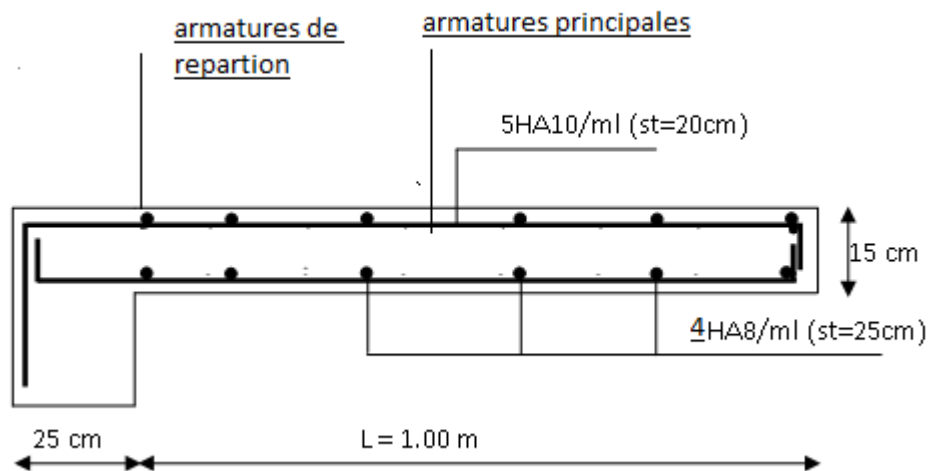


Figure : ferrailage du balcon

III.4. Calcul d'escaliers

III.4.1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

- escalier à trois volés avec deux paliers intermédiaires

III.4.2 Terminologie

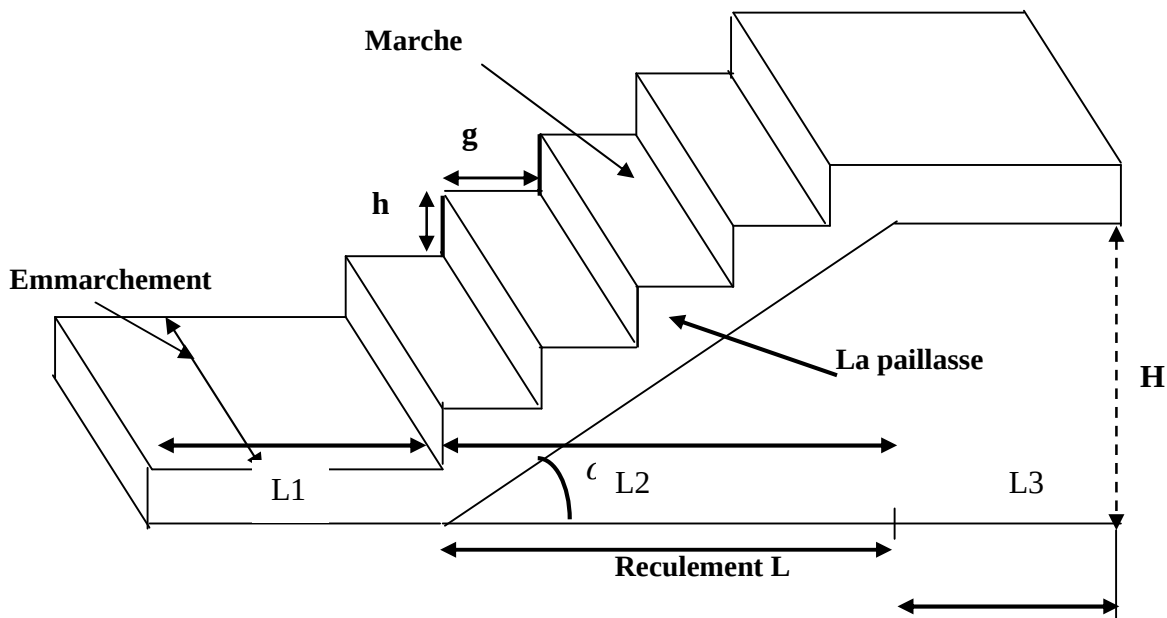


Figure : Terminologie de l'escalier

- ❖ **Marche** : C'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)** $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : Hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- ❖ **Contremarche « h »** : C'est la différence de niveau entre deux marches successives.
 $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- ❖ **L'emmarchement** : Représente la largeur (**W**) de la l'escalier

Maison individuelle : $W \geq 80\text{ cm}$
 Bâtiment collectif : $W \geq 120\text{ cm}$
- ❖ **Palier intermédiaire ou de repos L_p** : Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$.
- ❖ **Paillasse** : Dalle inclinée supportant les marches.
- ❖ **La Volée** : C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).
- ❖ **Reculément (L)** : Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.
- ❖ **Revêtement de l'escalier** : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol.....

III.4.3. Pré dimensionnement

III.4.3.1. Présentation schématique

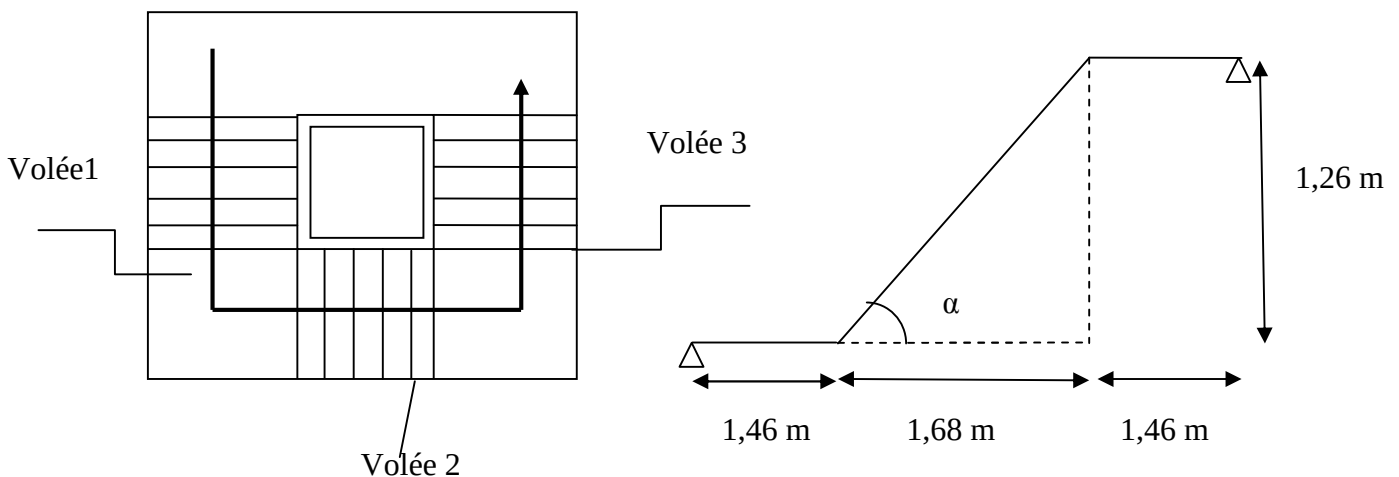


Figure : Présentation schématique des escaliers

III.4.3.2. Pré dimensionnement des marches

Le pré dimensionnement des escaliers consiste à déterminer :

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

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » .

a) Calcule de n, h et g

❖ La hauteur de la marche h :

On a $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend **$h=18 \text{ cm}$**

❖ Nombre de marches n:

$$n=H/h=306/17=18 \text{ marches}$$

❖ Le giron g:

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,75}{7} = 28 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$$

$$2h+g = (2 \times 18) + 28 = 64 \text{ cm}$$

$$64\text{cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 65\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

III.4.3.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos

Soit « e_p » 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 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{126}{168} = 0,75 \Rightarrow \alpha = 36,86^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{168}{\cos 36,86} = 209,97 \text{ cm}$$

$$L_0 = 146 + 209,97 + 146 = 501,97 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{501,97}{30} \leq e_p \leq \frac{501,97}{20} \Rightarrow 16,73 \text{ cm} \leq e_p \leq 25,09 \text{ cm}$$

Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur **$p = 20 \text{ cm}$** .

Remarque :

Etant donné que, on a les même distances et le même nombre de marches pour les trois volée on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferraillage.

III.4.3.4. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

❖ **Les charges permanentes**• **Le palier**

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,2 = 5,00$
-poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₁=6,44

• **La volée**

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la paillasse	$(25 \times 0,2) / \cos \alpha = 6,16$
-poids des marches	$(25 \times 0,2) / 2 = 2,5$
-poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit)(0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₂=10,1

❖ **les charges d'exploitation**

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Combinaison de charges**

▪ **ELU :** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

Palier: $q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{u2} = (1,35 \times 10,1 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 17,38 \text{ KN/ml}$

▪ **ELS** : $q_s = (G+Q) \times 1\text{m}$

Palier: $q_{s1} = (6,44+2,5) \times 1\text{m} = 8,94\text{KN/ml}$.

Volée: $q_{s2} = (10,1+2,5) \times 1\text{m} = 12,60\text{ KN/ml}$.

III.4.3.5. Calcul des moments et effort tranchante a l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

- Etude des paillasse

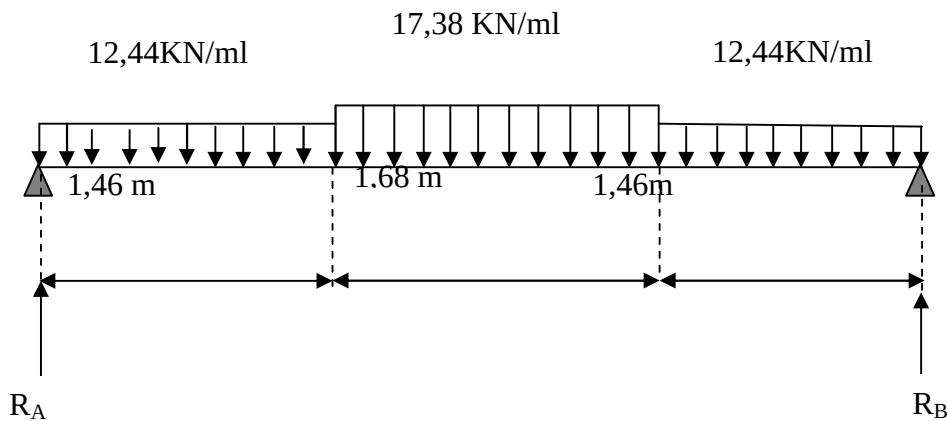


Figure : Diagramme de chargement de la paillasse

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (12,44 \times 1,46) + (17,38 \times 1,68) + (12,44 \times 1,46) = 65,52\text{ KN}$$

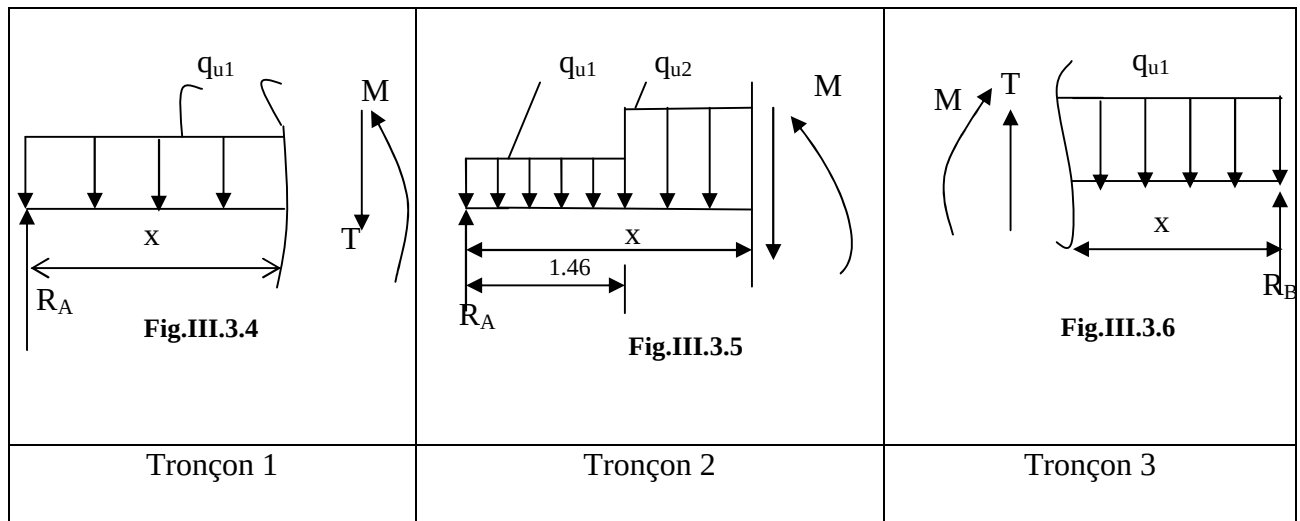
$$R_A + R_B = 65,52\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 12,44 \times 1,46 \times 0,73 + 17,38 \times 1,68 \times 1,985 + 12,44 \times 1,46 \times 3,835 = 4,48 R_B$$

$$\text{Donc : } R_A = 30,00\text{ KN}$$

$$R_B = 34,27\text{ KN}.$$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,46$	$-12,44X+30$	$30X-6,22X^2$	0	30	0
			1,46	12,08	30,30
$1,46 \leq X \leq 3,14$	$-17,38X+38,47$	$-8,55X^2+38,47X-3,19$	1,46	17,95	34,47
			3,14	-17,95	32,52
$3,14 \leq X \leq 4,6$	$12,44X-34,27$	$-6,22X^2+34,27X$	3,14	-34,27	46,02
			4,6	-21,46	28,69

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M_{\text{max}} = -0,3 \times 34,47 = -10,34 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 34,47 = 29,29 \text{ KN.m}$

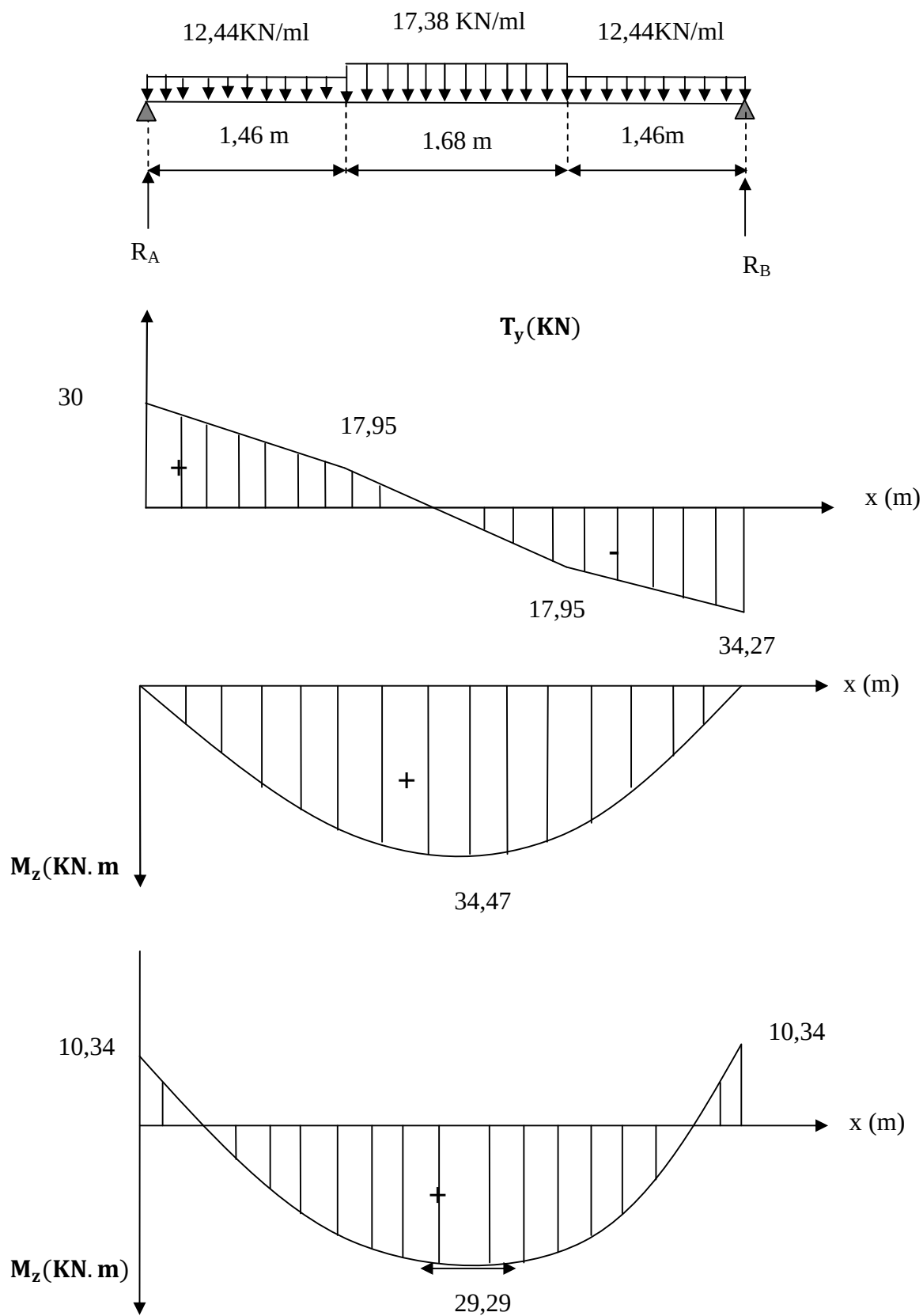


Figure : Diagrammes des moments et des efforts internes.

III.4.4. Calcul des armatures à l'ELU

a) Armatures principales

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

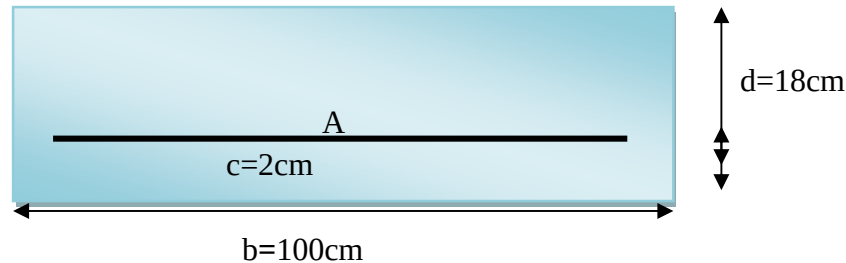


Figure : Une section rectangulaire d'une bande de 1m.

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,34 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,34 \cdot 10^2}{0,989 \times 18 \times 34,8} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{29,29 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,062 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{29,29 \cdot 10^2}{0,968 \times 18 \times 34,8} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

b) Armatures de répartition

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3,92cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

c) Vérifications à l'E.L.U

1) Espacement des armatures

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

Armatures principales $\longrightarrow St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St=20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$St=20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

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

$$A_{\text{min}} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**
- En travée : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{34,47 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,191 \text{ MPa.}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,47 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 43 \text{ cm} \quad .$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 18 \text{ cm}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 100 \times 25 / 1,5 = 10800 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 34,47 \text{ KN} < T_u = 10800 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5. Calcul à l'E.L.S

Palier: $q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,39 \text{ KN/ml}$

Les réactions d'appuis :

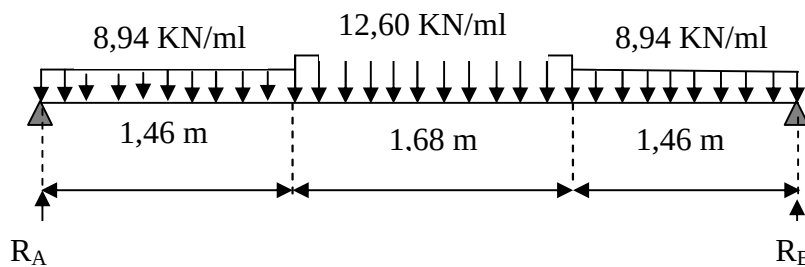


Figure : Schéma statique à l'E.L.S

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (8,94 \times 1,46) + (12,60 \times 1,68) + (8,94 \times 1,46) = 47,27 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 47,27 \text{ KN} \quad \Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 8,94 \times 1,46 \times 0,73 + 12,60 \times 1,68 \times 2,315 + 8,94 \times 1,46 \times 3,835 = 4,5 R_B$$

Donc: $R_A = 23,23 \text{ KN}$

$R_B = 23,21 \text{ KN}$

Fig.III.3.10	Fig.III.3.11	Fig.III.3.12
Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,46$	$-8,94 X + 23,23$	$-4,47 X^2 + 23,73 X$	0	23,23	0
			1,46	10,35	24,90
$1,46 \leq X \leq 3,14$	$-12,60 X + 23,73$	$-6,20 X^2 + 23,73 X + 3,94$	1,46	5,58	25,25
			3,14	-16,46	16,64
$3,14 \leq X \leq 4,6$	$8,94 X - 23,73$	$-4,47 X^2 + 23,73 X$	3,14	-4,78	30,21
			4,6	-16,32	16,59

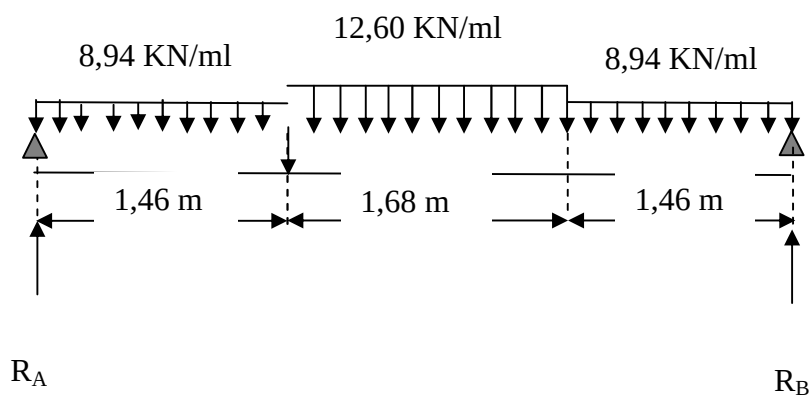
Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M_{\text{max}} = -0,3 \times 30,21 = -9,06 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 30,21 = 25,67 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :



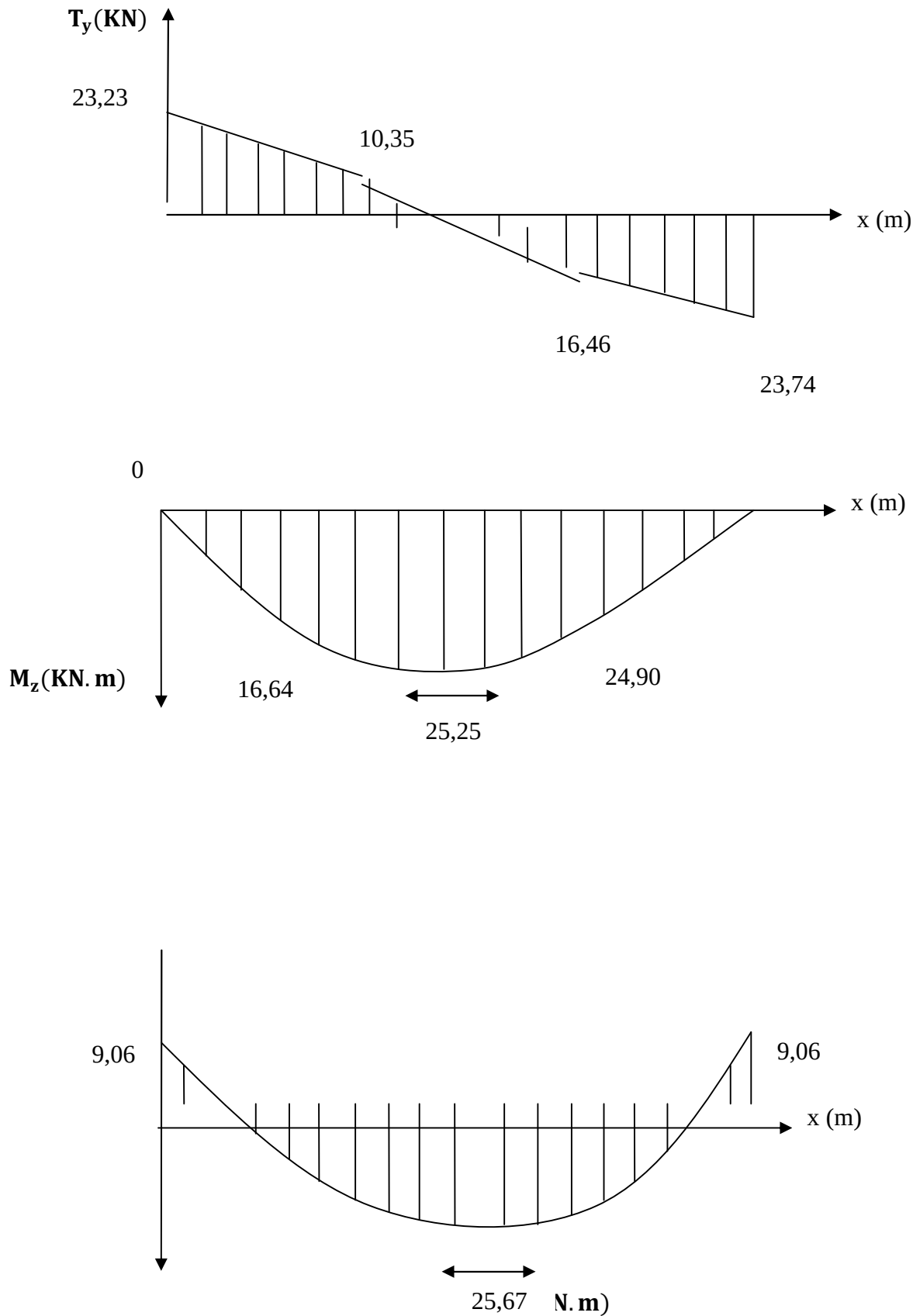


Figure : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

III.4.6. Vérification à l'E.L.S

a) A l'état limite d'ouverture des fissurations

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

b) A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,218$$

Tableau $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,876 \\ k_1 = 51,67 \end{array} \right.$

1) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{9,06 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 392} = 146,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 146,57 / 51,67 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

Tableau $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,805 \\ k_1 = 41,82 \end{array} \right.$

3) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{25,25 \times 10^6}{0,805 \times 180 \times 565} = 308,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_s / k_1 = 308,42/41,82 = 7,37 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

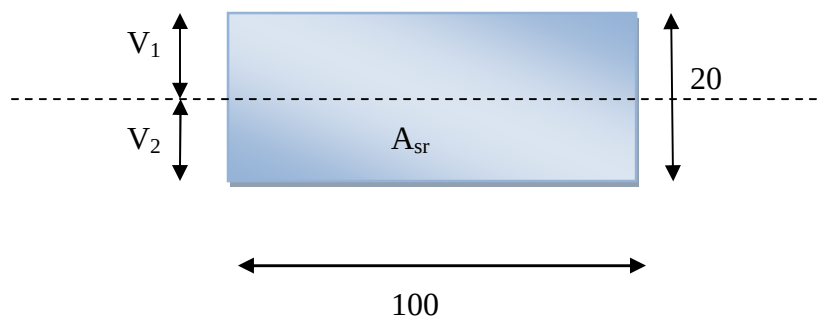
M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{448} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.



- **Calcul de la section homogénéisée**

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

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}$$

- **Moment statique de la section homogénéisée**

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/XX} = \left[\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 \right] = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

• **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 [5,65 (9,68 - 2)^2] = 71870,22 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \quad E_{v28} : \text{module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$F = \frac{5 \times 12,39 \times (4,48)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 71870,22 \times 10^{-2}} = 0,083 \text{ m} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$F = 0,83 \text{ cm} < \overline{F} = 0,92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

III.5. Etude de la salle machine

III.5.1. Introduction

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,20 \times 1,50 = 1.80 m^2$

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 8 t ; on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

III.5.2. Epaisseur de la dalle

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{145}{30} = 4,83 cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm.

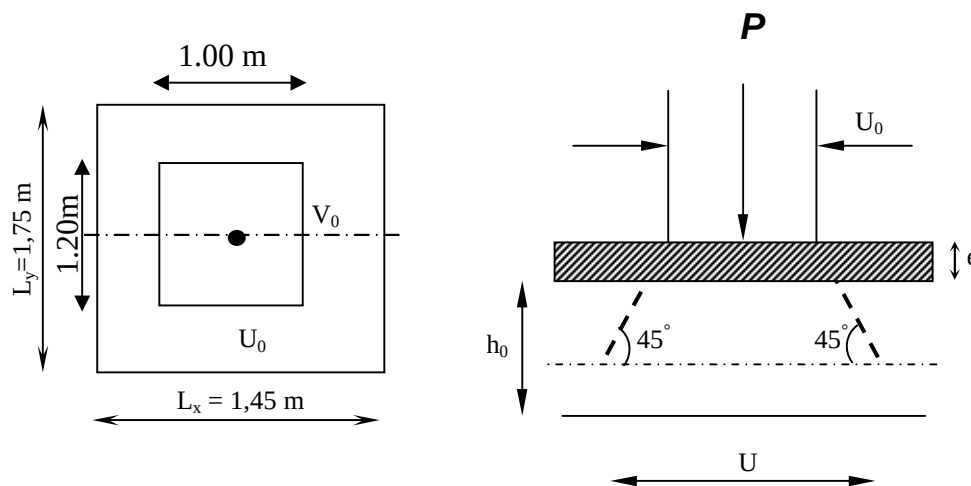


Figure: Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : Épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 95 + 2 \times 5 + 15 = 120 cm$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145 cm$$

III.5.3. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_x M_y

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{170} = 0,85 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{120}{145} = 0,8$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{145}{170} = 0,9$$

D'où $M_1 = 0,059$, $M_2 = 0,036$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU :

$$\nu = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 108 \times 0,059 = 6,37 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 108 \times 0,028 = 3,89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

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

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0.0565 \quad \mu_y = 0.595$$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 8,05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 8,05 \times (1,45)^2 = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,96 = 0,571 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,37 + 0,96 = 7,33 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,89 + 0,571 = 4,461 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

III.5.4.Ferrailage

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

1) Sens x-x

a) Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7,33 = 2,2 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,118 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,118 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,937$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,2 \times 10^3}{0,937 \times 12,8 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

b) En travée

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7,33 = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{6,23 \times 10^3}{100 \times 12,8^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est simplement armée :}$$

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{Par interpolation linéaire } \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,23 \times 10^3}{0,987 \times 12,8 \times 348} = 1,417 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

2) Sens y-y

a) Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 4,464 = 1,339 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,339 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_R = 0,392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,339 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b) En travée :

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 4,464 = 3,794 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{3,794 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{3,794 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Tableau : Résumé des résultats

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
Sur appuis	x-x	2,2	0,118	0,937	4,71	6HA10
	y-y	1,33	0,026	0,997	4,71	6HA10
En travée	x-x	6,23	0,006	0,997	4,71	6HA10
	y-y	3,79	0,016	0,992	4,71	6HA10

III-5.5.Vérifications à l'état limite ultime

a) Espacements des armatures (Art A-8-2-42 du BAEL91)

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

- **Direction principale**

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

$$St = 15\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire**

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

$$St = 15\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$.

- **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.80)/2 = 0.00088.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 15 = 1.32\text{cm}^2 < 4.71\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.8)/2 = 0.00088.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.32\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.32\text{cm}^2 < 4.71\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{q_u}{3 \times V} = \frac{108}{3 \times 1,45} = 24,82 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{108}{2 \times (1,20 + 1,45)} = 20,37 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{24,82 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} &= 1,16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,19 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok}$

e) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,20 + 1,45) = 5,3 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N : 0,045 \times 5,3 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 596,25 \text{ KN} \geq 108 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée $\Leftrightarrow$ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.5.6.Vérification à l'état limite de service**a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS

$$q_s = P = 80 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

D'où $M_1 = 0,059$, $M_2 = 0,036$ (Tableau de PIGEAUD)

$$M_{x1} = 80 \times (0,059 + 0.2 \times 0,036) = 5,296 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,036 + 0.2 \times 0,059) = 3,824 \text{ KN.M.}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 4,02 + 1,5 = 5,52 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0632 \times 5,52 \times (1,45)^2 = 0,733 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,710 \times 0,733 = 0,520 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,296 + 0,733 = 6,029 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,824 + 0,520 = 4,344 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- En travée**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6,029 = 5,124 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4,344 = 3,692 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Aux appuis**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6,029 = 1,80 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4,344 = 1.30 \text{ KN.m}$$

d) Etat limite de fissuration

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

III.5.7.Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

1) Sens X-X▪ **Aux Appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,2}{1,445} = 1,52$$

$$\mu_b = 0,118 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{ par interpolation linéaire } \alpha = 0,1574$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,522 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,511 > \alpha = 0,1574 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travée**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6,23}{4,094} = 1,521$$

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{ Par interpolation linéaire } \alpha = 0,0330$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,522 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,511 > \alpha = 0,0330 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Sens Y-Y▪ **Aux Appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,339}{1,031} = 1,298$$

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,298 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,339 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ En travée

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,79}{2,921} = 1,298$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0201$$

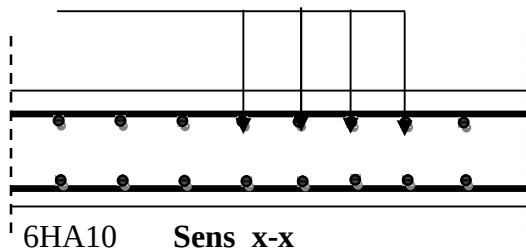
$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,298 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,398 > \alpha = 0,0201 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

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

- En travée : 6HA10/ml (sens x-x) ; S_t=15cm ; 6HA10/ml (sens Y-Y).
- Aux appuis : 6HA10/ml ; S_t=15cm.

6HA10/ml(S_t = 15cm)



6HA10/ml(S_t = 15cm)

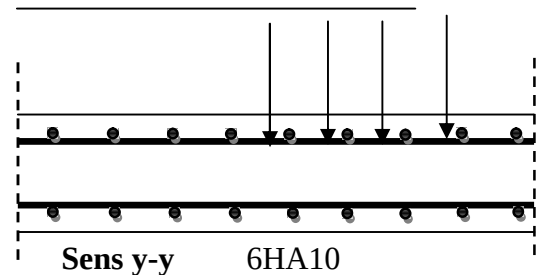


Figure : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.6. Calcul des planchers

III.6.1. Planchers en corps creux

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui du RDC.

➤ **Détermination des dimensions de la section en T :**

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

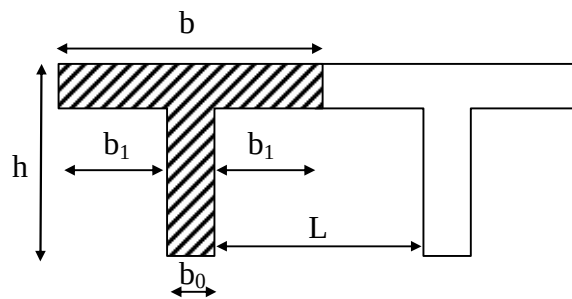
$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq 8 \times h_0 \quad (3)$$



Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_1, L_2 : distance de la portée des poutres.

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

Donc : $b_1 \leq 26,5$ cm, on prend $b_1 = 26,5$ cm

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Conclusion

$$G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de la poutrelle****a) Avant le coulage :**

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

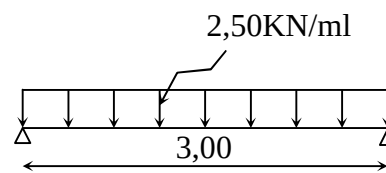
a.1) combinaison d'actions

$$A \text{ l'ELU} : Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,50 \text{ KN/ml}$$

a.2) calcul du moment isostatique

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 2,82 \text{ KN.m}$$

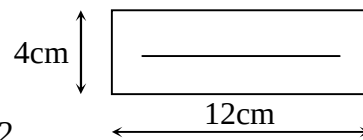
$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{3 \times 2,5}{2} = 3,75 \text{ KN}$$

**a.3) ferrailage de la poutrelle**

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

$$\mu_b = \frac{\mu_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,40 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \times 0,65 = 2,275 \text{ kn/ml}$

b.1) combinaison d'actions

$$\text{À l'ELU} : Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS} : Q_s = G + Q = 5,70 \text{ KN/ml.}$$

b.2) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants▪ **vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$$1. \begin{cases} Q \leq 2G & \text{on a: } Q = 3,5 \text{ KN/m} < 2 \times 5,28 = 10,56 \text{ KN/m} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 & \text{et } Q = 3,50 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

On a :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.40}{3.10} = 1.09 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.10}{3.30} = 0.93 \quad ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.30}{3.30} = 1 \quad ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.30}{3.10} = 1.06 \quad , \quad \frac{L_5}{L_6} = \frac{3.10}{3.40} = 0.91$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **calcul des coefficients**

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3,50}{3,5+5,28} = 0,40 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

- travée intermédiaire : $M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$

0,3M ₀	0,5M ₀	0,4M ₀	0,4M ₀	0,4M ₀	0,5M ₀	0,3M ₀
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1	2	3	4	5	6	7
3.4	3.1	3.3	3.3	3.1	3.4	

On aura après calcul :

$$\alpha = 0,40$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,12$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,66$$

• Calcul des moments statiques

$$M_1 = M_6 = 8,05 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 11,63 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 8,05 \times \frac{(3,1)^2}{8} = 9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 8,05 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 10,95 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments fléchissant sur appuis

$$M_A = M_G = 0,3 M_{01} = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 0,4 \max(M_{03}, M_{02}, M_{04}) = 4,38 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des moments en travée

- Travée de rive

$$- M_{TAB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 7,67 \text{ KN.M}$$

$$M_{TAB} \geq -\frac{M_A + M_B}{2} + \max\langle 1,05M_{01}, (1 + 0,3\alpha)M_{01} \rangle \geq -4,65 + 1,12 \times 11,63 = 8,37 \text{ kn.m}$$

On prend $M_{TAB} = 8,37 \text{ KN.m} = M_{TFG}$

- Travée intermédiaire

$$M_{TBC} \geq -\frac{M_C + M_B}{2} + \max\langle 1,05M_{02}, (1 + 0,3\alpha)M_{02} \rangle \geq -5,1 + 1,12 \times 9,67 = 5,73 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,4}{2} \right) 9,67 = 5,42 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TBC} = 5,73 \text{ KN.m} = M_{TEF}$

- Travée CD

$$M_{TCD} \geq -\frac{M_D + M_C}{2} + \max(1.05M_{03}, (1 + 0.3\alpha)M_{03}) \geq -4.38 + 1.12 \times 10.95 = 7.88 \text{ kn.m}$$

$$M_{TCD} \geq 7.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1 + 0.4 \times 0.3}{2} \times 10.95 = 6.13 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TCD} = 7.88 \text{ KN.m} = M_{TDE}$

➤ Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

- Travée AB

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{-5.82 + 3.94}{3.4} + \frac{8.05 \times 3.4}{2} = 13.12 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-5.82 + 3.94}{3.4} - \frac{8.05 \times 3.4}{2} = -14.23 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$T_B = \frac{-4.38 + 5.82}{3.10} + \frac{8.05 \times 3.10}{2} = 13.91 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-4.38 + 5.82}{3.10} - \frac{8.05 \times 3.10}{2} = -12.01 \text{ KN}$$

- Travée CD = DE

$$T_C = \frac{-4.38 + 4.38}{3.3} + \frac{8.05 \times 3.3}{2} = 13.28 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8.05 \times 3.3}{2} = -13.28 \text{ KN}$$

- Travée EF

$$T_E = \frac{-4,38 + 5,82}{3,10} + \frac{8,05 \times 3,10}{2} = 13,91 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-4,38 + 5,82}{3,10} - \frac{8,05 \times 3,10}{2} = -12,01 \text{ KN}$$

- Travée FG

$$T_F = \frac{-3,94 + 5,82}{3,4} + \frac{8,05 \times 3,4}{2} = 14,23 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{-3,94 + 5,82}{3,4} - \frac{8,05 \times 3,4}{2} = 13,13 \text{ KN}$$

III.6.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

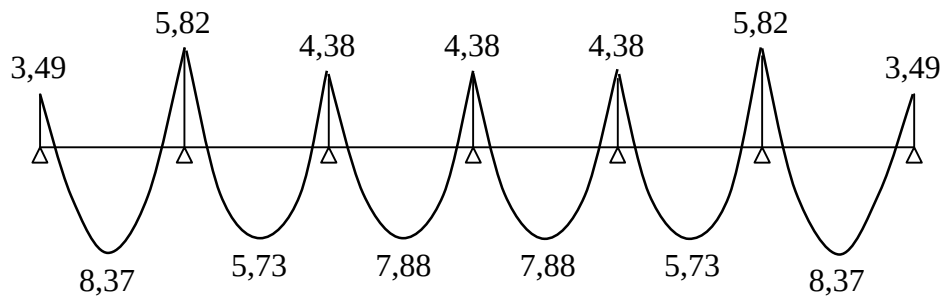


Figure . Diagramme des moments fléchissant.

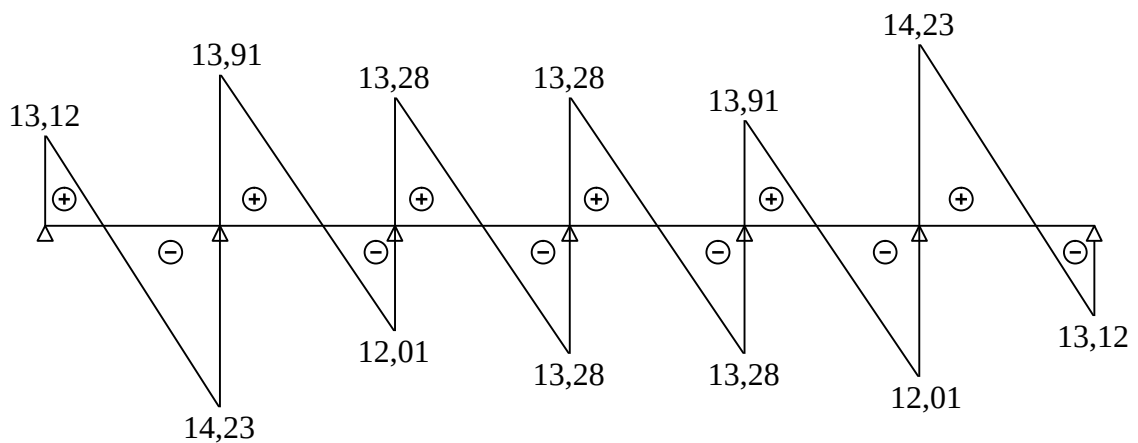


Figure . Diagramme des efforts tranchant .

➤ **Calcul des armatures**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,82 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU**

• **Calcul des Armatures longitudinales**

a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 8,37 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,37 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,37 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^{\max} = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,82 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,82 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,05 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

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

On adopte : $2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,571 \text{ cm}^2$

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

➤ **Espacement des armatures transversales :**

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

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5\text{cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$.

III. 6.3. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,69\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,69\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b. Condition de non fragilité

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

- **En travée :**

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}.$$

C. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,23 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 10} = 0,93\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,93\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}.$$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

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

$$V_u^{\max} \leq 129,76\text{KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 13,13 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 13,91 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

- **Appuis de rive**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,13 + \frac{3,94}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,13 + 24,32)$$

$$A = 1,57 \geq 1,07$$

«Condition vérifiée»

- **Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,91 + \frac{5,82}{0,9 \times 0,18}) = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq 1,43 \text{ cm}^2$$

«Condition vérifiée»

f. Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

D'où $l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ cm}$

$$L_C = 0,4 \times 35,21 = 14,10 \text{ cm.}$$

g. vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13,91 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,71 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

7) calcul à l'ELS**a) calcul des moments isostatiques**

$$q_s = 5,70 \text{ KN/ml}$$

$$M_1 = M_6 = \frac{5,70 \times 3,4^2}{8} = 8,24 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = \frac{5,70 \times 3,1^2}{8} = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = \frac{5,70 \times 3,3^2}{8} = 7,76 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments de flexion et efforts tranchants à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge. Pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (P_s/P_u).

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,7}{8,05} = 0,7080$$

b.1. Moments fléchissant aux appuis (KN.m)

$$M_s^1 = 3,94 \times 0,7080 = 2,79 \text{ KN.m} = M_s^7$$

$$M_s^2 = 5,82 \times 0,7080 = 4,12 \text{ KN.m} = M_s^6$$

$$M_s^3 = 4,38 \times 0,7080 = 3,10 \text{ KN.m} = M_s^4 = M_s^5$$

b.2. Les moments fléchissant aux travées

$$M_{st}^{12} = 8,37 \times 0,7080 = 5,92 \text{ KN.m} = M_{st}^{67}$$

$$M_{st}^{23} = 5,73 \times 0,7080 = 4,05 \text{ KN.m} = M_{st}^{56}$$

$$M_{st}^{34} = 7,88 \times 0,7080 = 5,58 \text{ KN.m} = M_{st}^{45}$$

c. diagramme des moments fléchissant

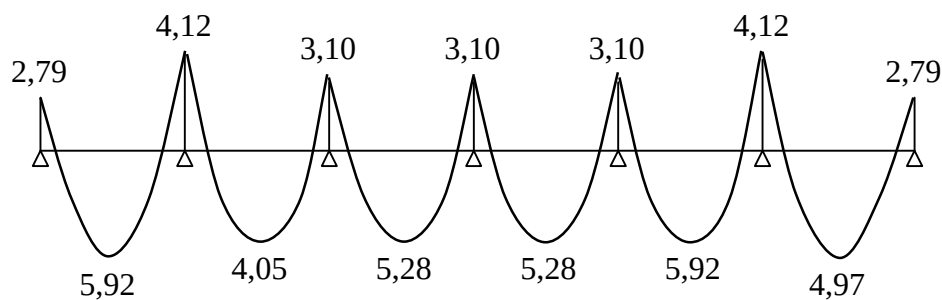


Figure . Diagramme des moments fléchissant .

d. Etat limite de compression du béton

- En travée : $M_t^{\max} = 5,92 \text{ KN.m}$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,92 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 163,5 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

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

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

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,05 \times 163,5 = 8,18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

- Aux appuis : $M_t^{\max} = 4,12 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = 0,04$$

➤ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,12 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 166,43 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,04 \times 166,43 = 6,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

e. vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU

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

f. Etat limite de déformation (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

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

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

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

Avec :

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

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,0588 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

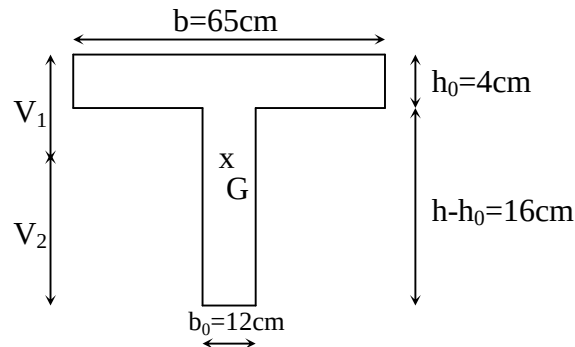
«condition non vérifiée »

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

■ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{f_i}} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,239 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 168,28 + 2,1} = 0,613$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,239}{1 + 1,49 \times 0,613} = 11499,90 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6,99 \times (3,2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11499,90} = 0,58 < \frac{L}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

g. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T = \frac{4 L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

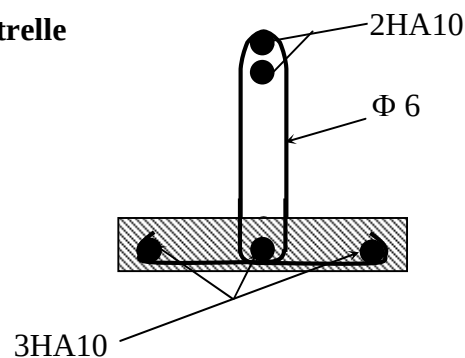
Soit : $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

h. Ferrailage de la poutrelle



Conclusion :

Soit un treillis soudé TLE520 (200x200x4x4).

Define Materials

Materials

B25
OTHER
STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

E

Structural and Function Damping

Damping

0,05

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1

f2

Directional Combination

☒ SRSS

☐ ABS

Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction

Function

Scale Factor

U1

RPA

10,

U2

UZ

Excitation angle

0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

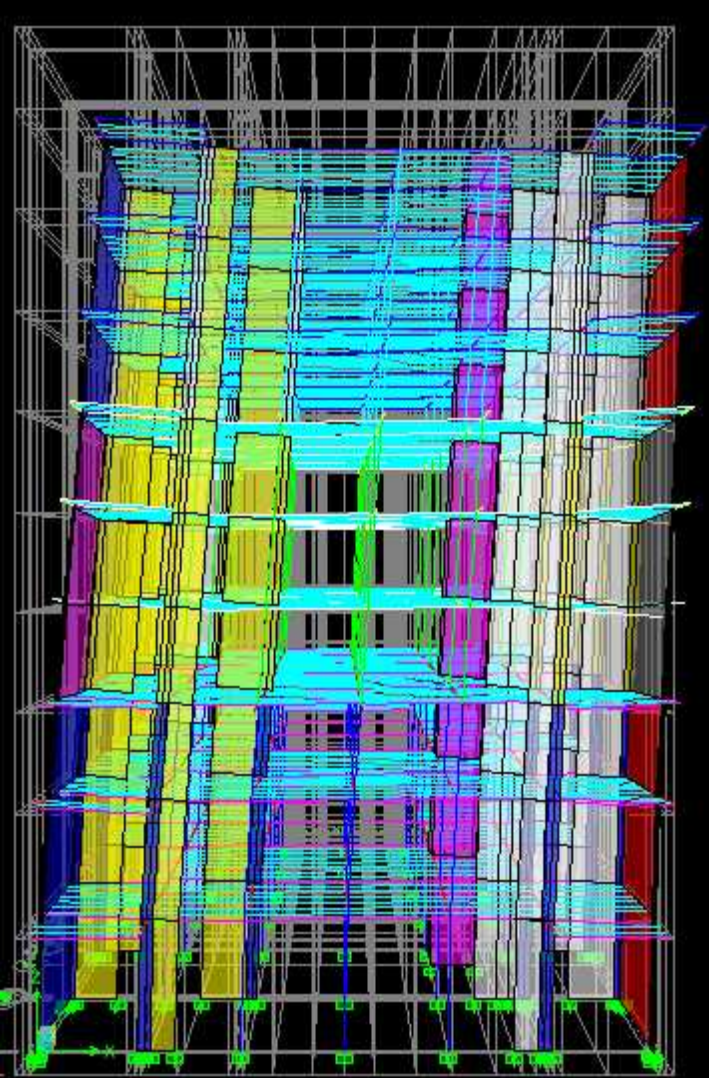
0,05

Override Diaph. Eccen.

Override...

OK

Cancel



Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction

4

Number Lines in Y Direction

4

Spacing in X Direction

288.

Spacing in Y Direction

288.

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels...

Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories

4

Typical Story Height

144.

Bottom Story Height

144.

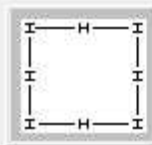
☐ Custom Story Data

Edit Story Data...

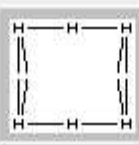
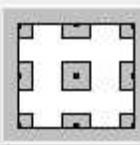
Units

Kip-in

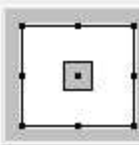
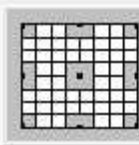
Add Structural Objects



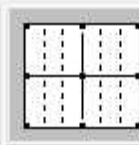
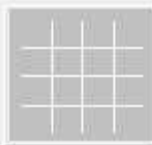
Steel Deck

Staggered
Truss

Flat Slab

Flat Slab with
Perimeter Beams

Waffle Slab

Two Way or
Ribbed Slab**Grid Only**

OK

Cancel

Define Response Spectrum Functions

Response Spectra

RPAX
RPAY

Choose Function Type to Add

UBC97 Spectrum

Click to:

Add New Function...

Modify/Show Spectrum...

Delete Spectrum

OK

Cancel

Define Response Spectrum Functions

Response Spectra

RPAX
RPAY

Choose Function Type to Add

UBC97 Spectrum

Click to:

Add New Function...

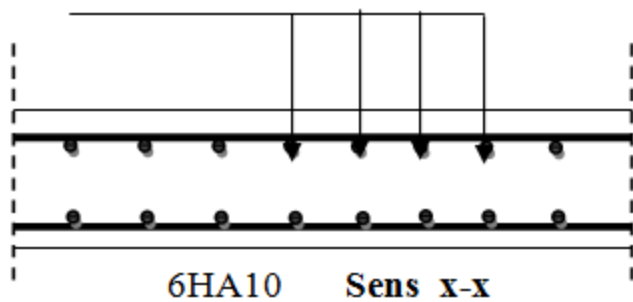
Modify/Show Spectrum...

Delete Spectrum

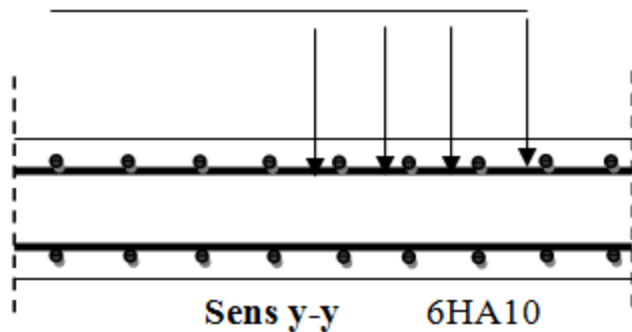
OK

Cancel

6HA10/ml($S_t = 15\text{cm}$)



6HA10/ml($S_t = 15\text{cm}$)



FigIII-5.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Define Frame Properties

Properties

Type in property to find:

- FSEC1
- FSEC1**
- POT3030
- POT3535
- POT4040
- PP3035Z2
- PP3035Z3
- PP3530Z1
- PS2530Z1
- PS3035Z2
- PS3530Z3
- W44X335

Click to:

Import I/Wide Flange ▼

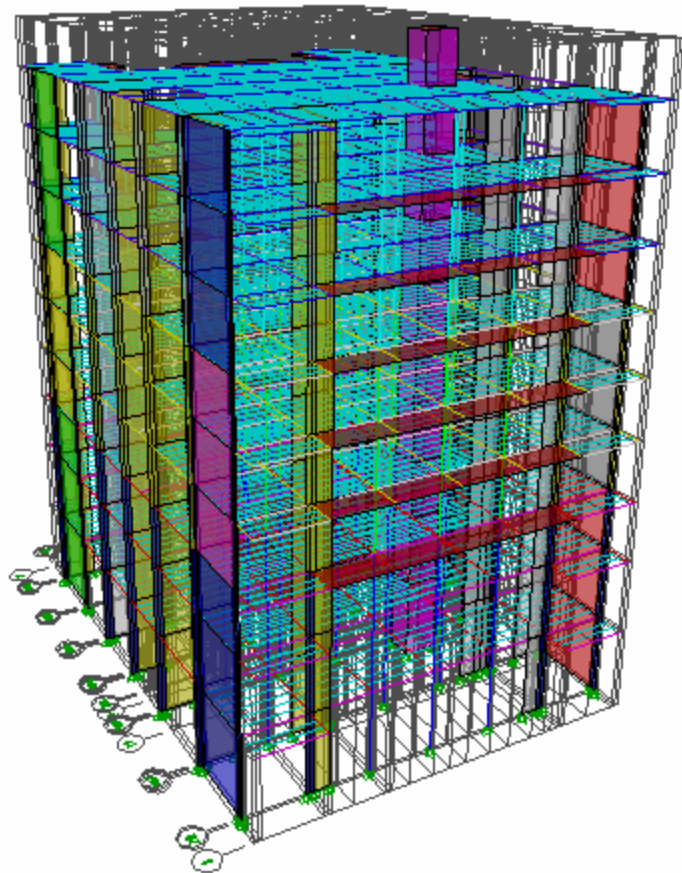
Add I/Wide Flange ▼

Modify/Show Property...

Delete Property

OK

Cancel



Response Spectrum UBC 97 Function Definition

Function Name

FUNC1

Function Damping Ratio

0,05

Parameters

Seismic Coefficient, Ca

0,4

Seismic Coefficient, Cv

0,4

Convert to User Defined

Define Function

Period

Acceleration

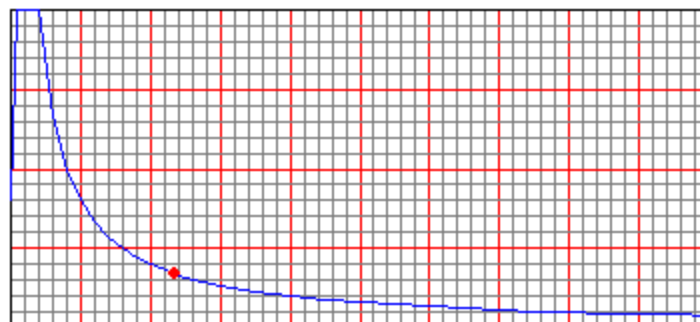
Period	Acceleration
0,	0,4
0,08	1,
0,4	1,
0,6	0,6667
0,8	0,5
1,	0,4
1,2	0,3333
1,4	0,2857
1,6	0,25

Add

Modify

Delete

Function Graph



Display Graph

(2,3428 , 0,1726)

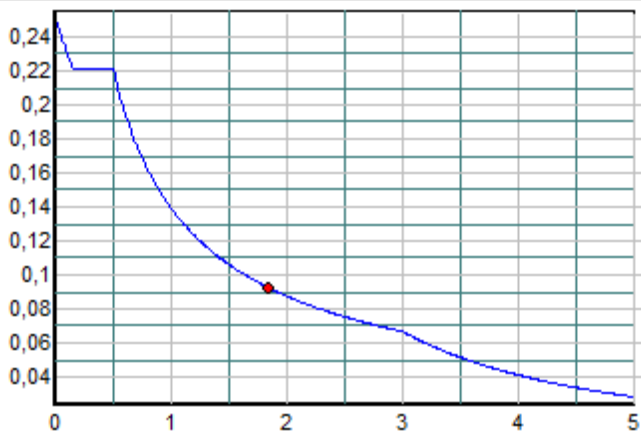
OK

Cancel

Fichier A propos

Graph du spectre

Text



(1,840 : 0,092)

Zone :

☐ I ☒ IIA ☐ IIB ☐ III

Groupe d'usage :

☐ 1A ☒ 1B ☐ 2 ☐ 3

Coeff. comportement :

3

Amortissement :

7

%

Facteur de qualité Q :

1.20



Site :

☐ S1: Site Rocheux☒ S3: Site Meuble☐ S2: Site Ferme☐ S4: Site Très Meuble

Define Static Load Case Names

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Define Wall/Slab/Deck Sections

Sections

DP

RZ1

RZ2

RZ3

SLAB1

V1YZ1

V1YZ2

V1YZ3

V2YZ1

V2YZ2

V2YZ3

V3YZ1

Click to:

Add New Deck

Modify/Show Section...

Delete Section

OK

Cancel

Rectangular Section

Section Name

FSEC2

Properties

Section Properties...

Property Modifiers

Set Modifiers...

Material

B25

Dimensions

Depth (t3)

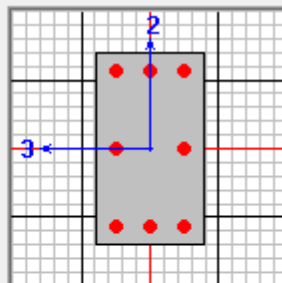
0,4572

Width (t2)

0,254

Concrete

Reinforcement...



Display Color



OK

Cancel

V.1. Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.1 Manuel d'utilisation de L'ETABS:

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.6

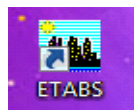


Figure V.1. ETABS

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (figure V.1)

V.1.2. Etapes de modélisation

a) Première étape

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

▪ Choix des unités

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

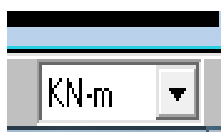


Figure V.2

▪ Géométrie de base

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ☐ **New model** ☐ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y,(dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages,(09 niveaux R+8)

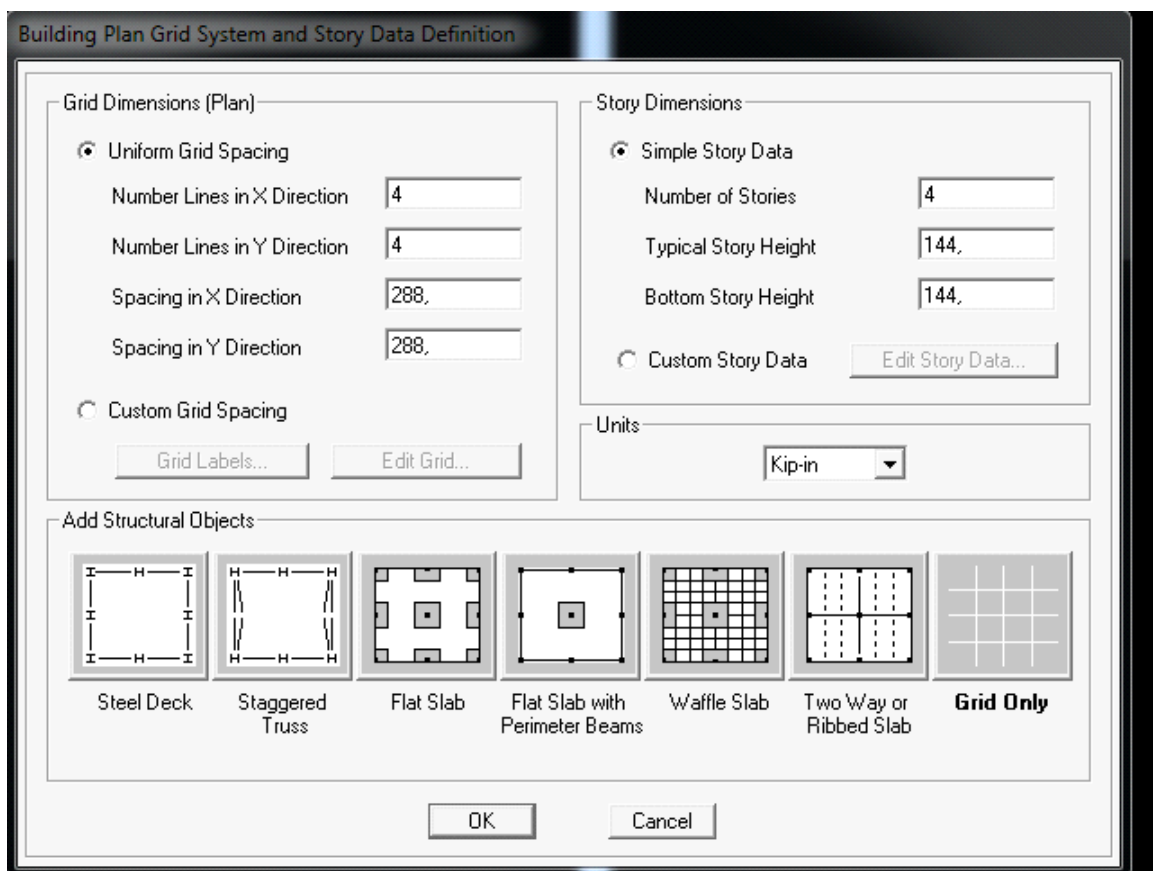


Figure V.3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

▪ Modification de la géométrie de base

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



Figure V.4

- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

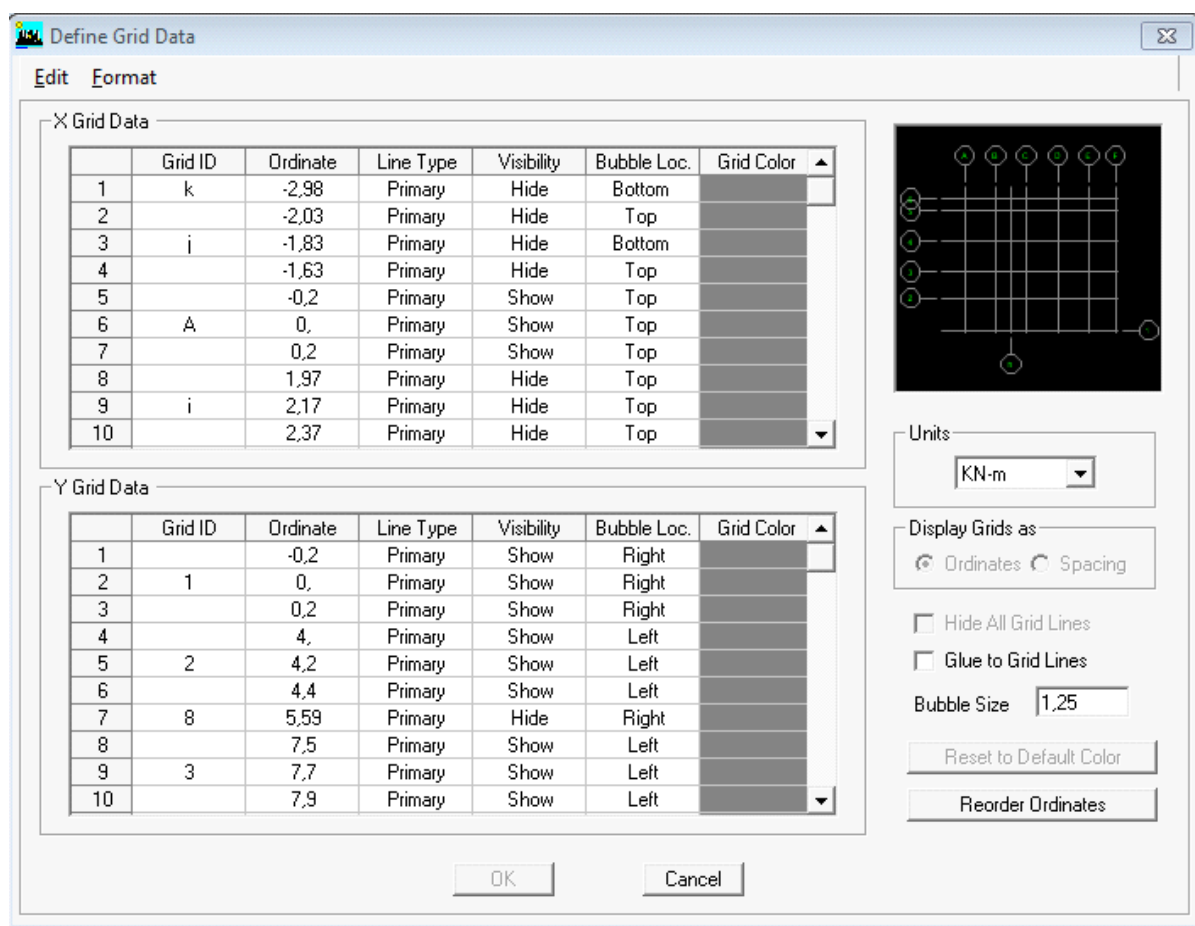


Figure V.5. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y B.

b) Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ☐ **Materialproprietes** nous sélectionnant **Addnew material** et on écrit BETON dans la case **Materialname**, ou bien l'icône et on apporte les modifications inscrites dans la **Figure.7**:

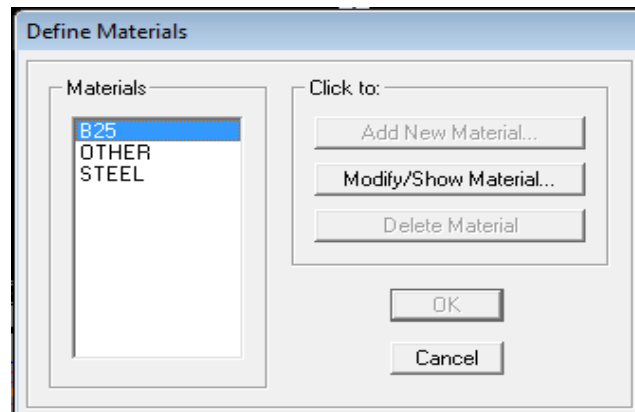


Figure V.6. Définir un nouveau matériau

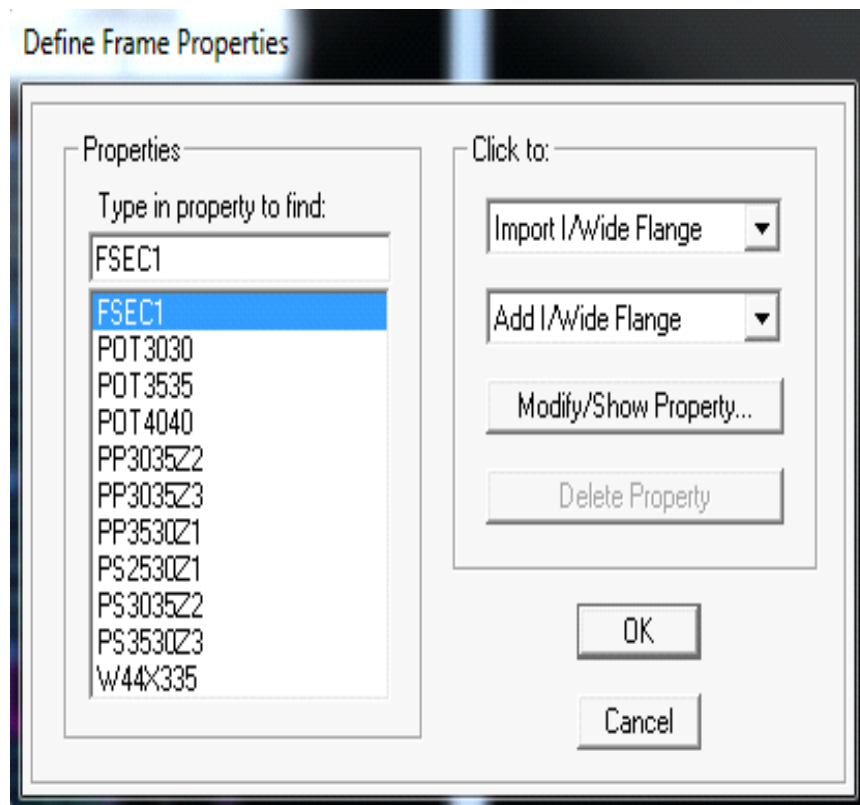
FigureV.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton.

c) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** □ **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en bétons armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaire).



FigureV.8. Dimensionnement des éléments.

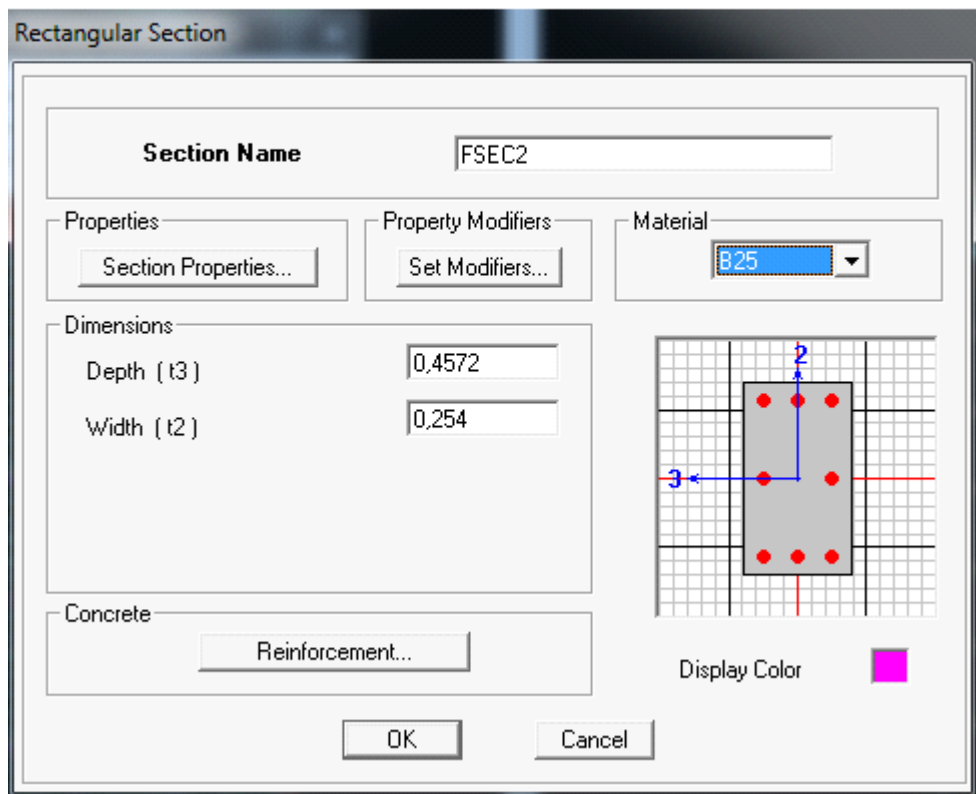


Figure V.9. Dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section propriété** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define □ **wall/slab/deck section** □ □ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig10**

Define □ **wall/slab/decksection** □ □ **Addnewdeck** pour le dimensionnement du plancher **Fig11**

The 'Wall/Slab Section' dialog box is shown with the following settings:

- Section Name:** V20
- Material:** B25
- Thickness:**
 - Membrane: 0,2
 - Bending: 0,2
- Type:**
 - ☒ Shell
 - ☐ Membrane
 - ☐ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (blue square), OK, Cancel

Figure V.10 . Dimensionnement des voiles

The 'Wall/Slab Section' dialog box is shown with the following settings:

- Section Name:** DP15
- Material:** B25
- Thickness:**
 - Membrane: 0,15
 - Bending: 0,15
- Type:**
 - ☐ Shell
 - ☐ Membrane
 - ☒ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (green square), OK, Cancel

Figure V .11 . Dimensionnement du plancher (dalle de compression).

▪ Quatrième étape

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ)**

La structure est soumise à:

Des charges permanentes(**G**)et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** ☐ **StaticLoadCases**, Ou bien l'icone:

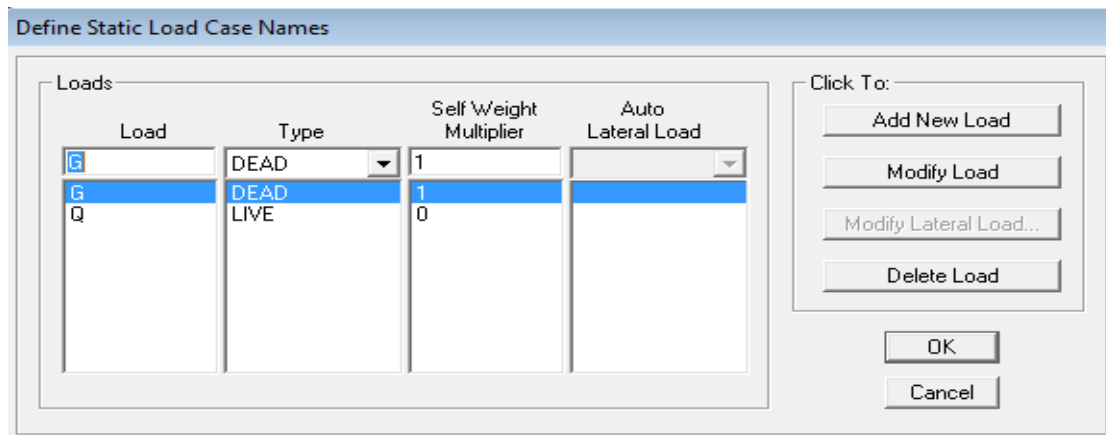


Figure V.12. Définition des charges G et Q.

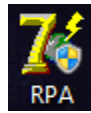
- **Charge dynamique(E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(S_a/g) Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel:

- **Zone: III**(Zone à sismicité élevée, voir**Annexe1** du**RPA2003**)
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement: R=4.**(structure contreventer par voiles)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3** (site meuble)



Facteur de qualité (Q): $Q=1+0,05$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icone:

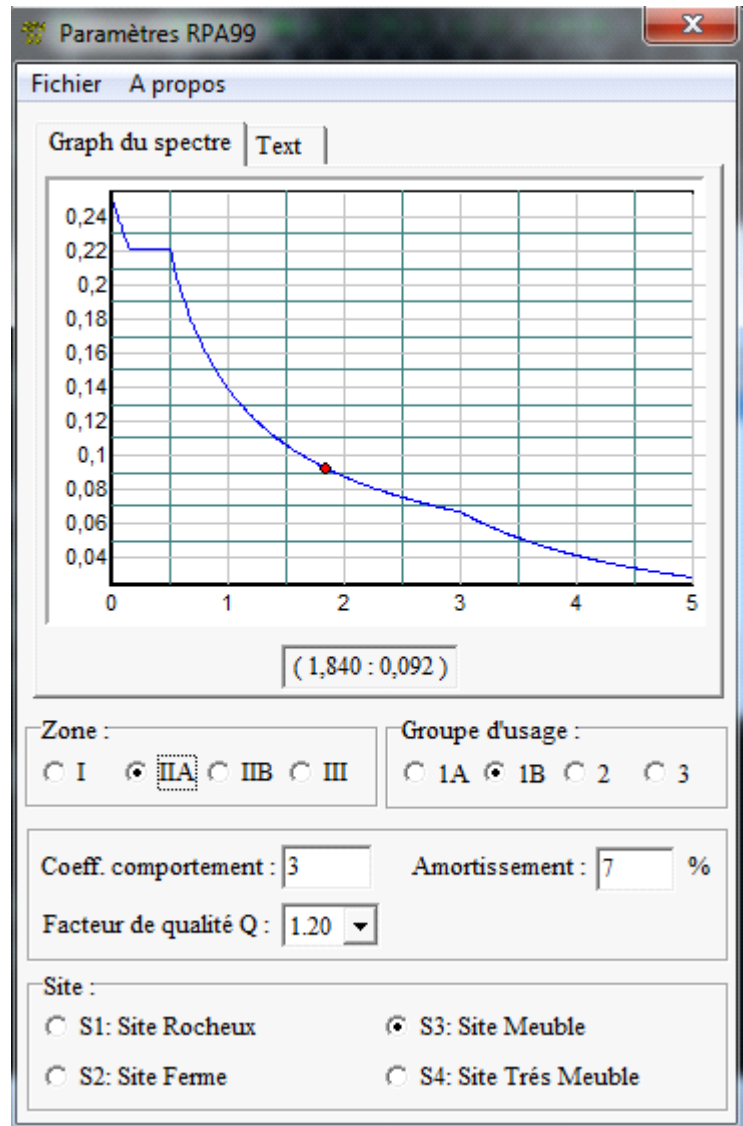


Figure V.13. Le spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define ☐ **Response SpectrumFunctions** (ou ☐ **AddSpectrumfromfile.**

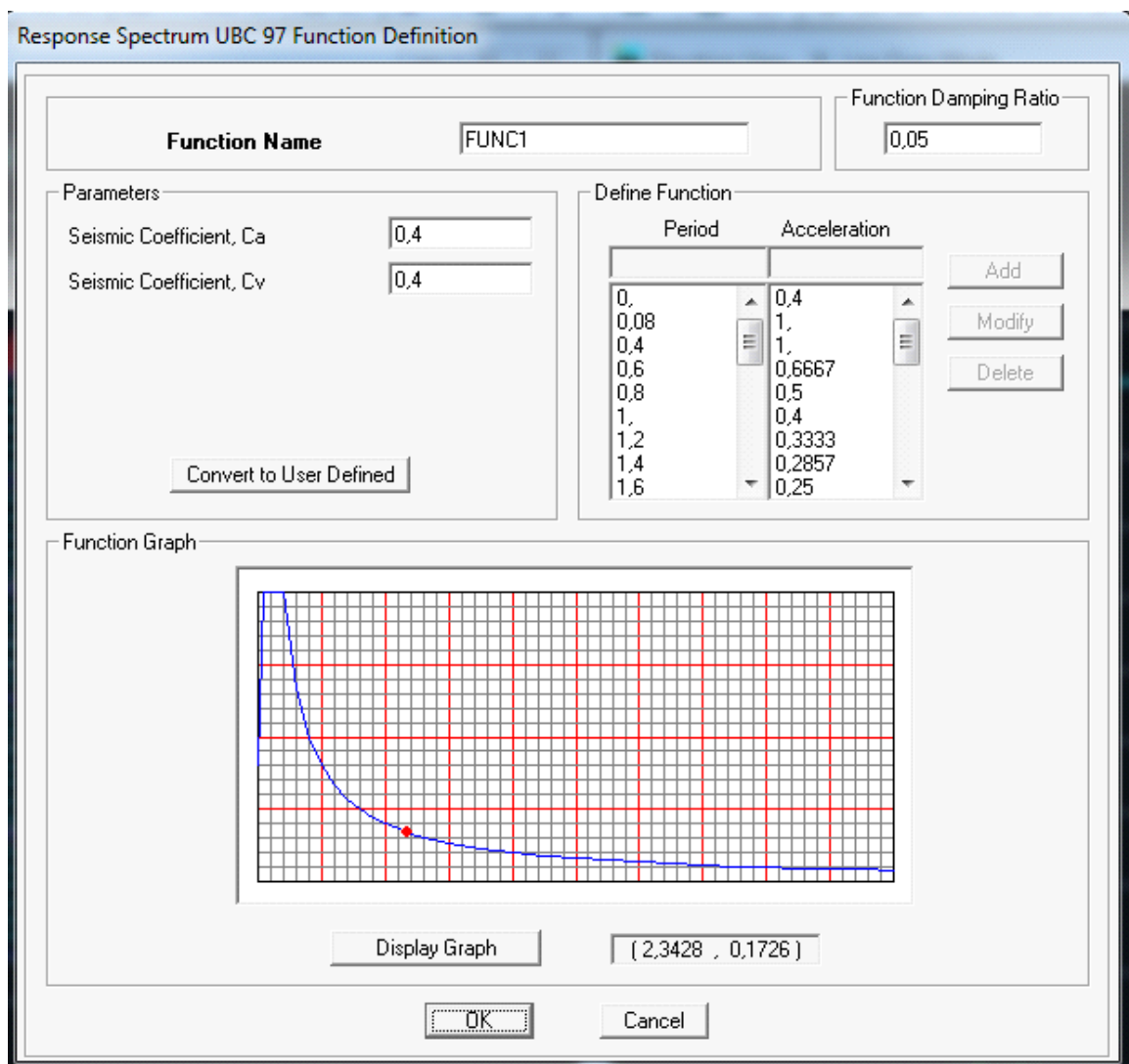


Figure V.14 . Introduction du spectre de réponse.

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases ☐ **AddNewSpectrum**(ou ).

Dans la partie **In put ResponseSpectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1 et U2** .

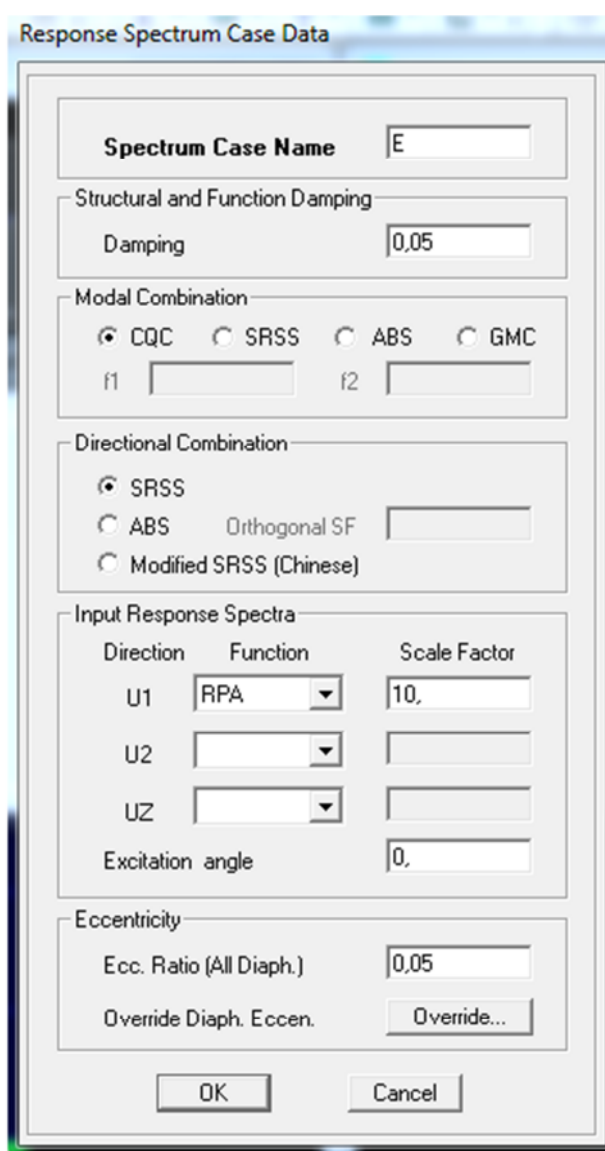
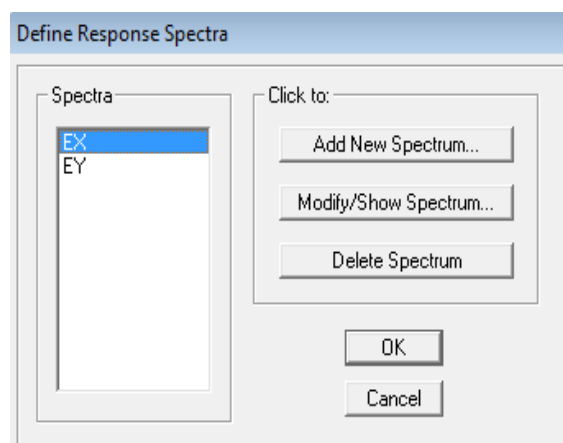


Figure V.15. Définition du chargement E (séisme).

▪ Cinquième étape

Chargement du plancher

• Etapes du chargement



Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ☐ **Shell/Area loads** ☐ **Uniform...ousur).**

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Frame Distributed Loads' dialog box. Both windows have a title bar that says 'Frame Distributed Loads'.
 Left window:
 - Load Case Name: G
 - Units: KN-m
 - Load Type and Direction: Forces (selected), Moments
 - Direction: Gravity
 - Options: Add to Existing Loads, Replace Existing Loads (selected), Delete Existing Loads
 - Trapezoidal Loads: 4 points with distances [0, 0.25, 0.75, 1] and loads [0, 0, 0, 0].
 - Relative Distance from End-I (selected), Absolute Distance from End-I
 - Uniform Load: Load [3.6]
 - Buttons: OK, Cancel
 Right window:
 - Load Case Name: Q
 - Units: KN-m
 - Load Type and Direction: Forces (selected), Moments
 - Direction: Local-1
 - Options: Add to Existing Loads, Replace Existing Loads (selected), Delete Existing Loads
 - Trapezoidal Loads: 4 points with distances [0, .25, .75, .1] and loads [0, 0, 0, 0].
 - Relative Distance from End-I (selected), Absolute Distance from End-I
 - Uniform Load: Load [0.97]
 - Buttons: OK, Cancel

Figure V.16 . Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

▪ Sixième étape:

• Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et Déformations sont:

- Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):

ELU :1,35 G +1,5 Q

ELS:G +Q

- Combinaisons accidentelles duRPA:

GQ E: G+Q±E

0,8GE: 0,8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

 **Define** ☐ **loadCombinations** ☐ **AddNewCombo** ou)

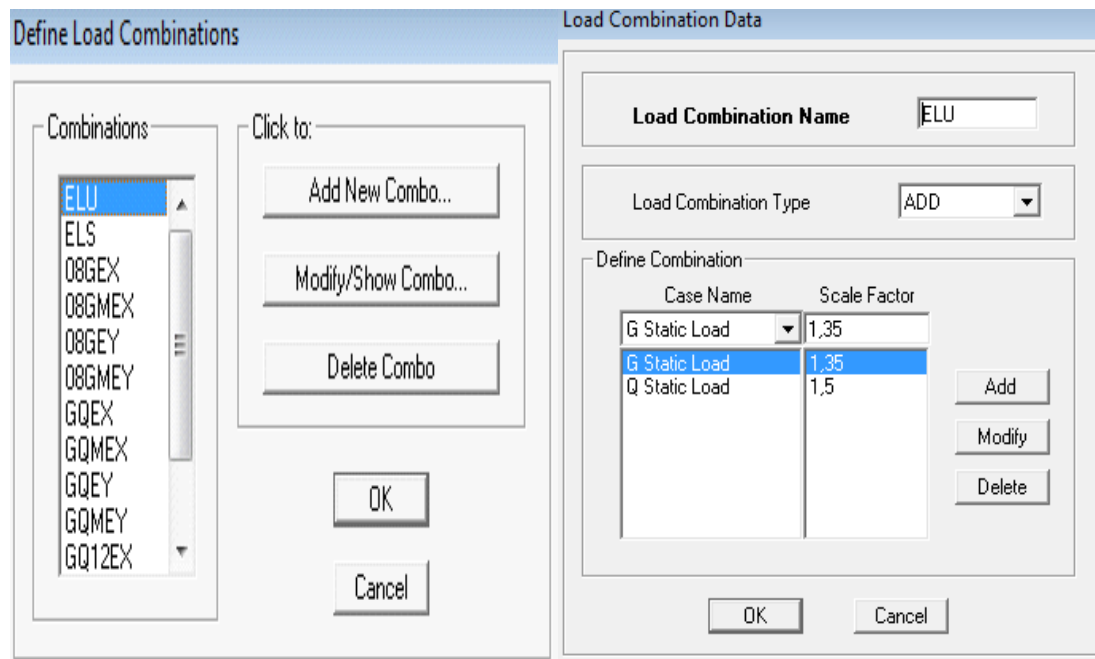


Figure V.17 . Introduction des combinaisons d’actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

▪ Septième étape

- **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**

- Appuis

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet Encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:  **Assign** ☐ **Joint/point Restraints** ou).

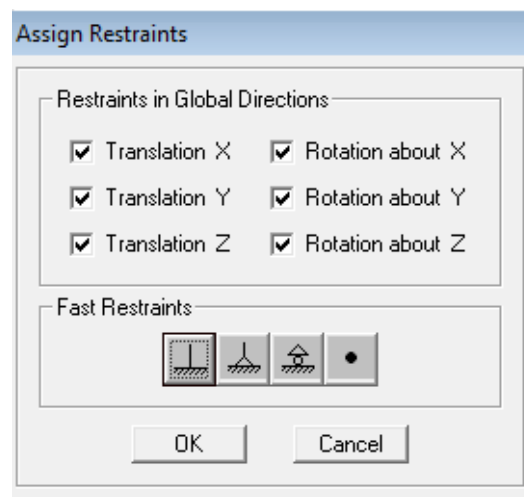


Figure V.18 . Encastrement des appuis.

- **Mass-Source :**



introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par: **Define** ☐ **Mass source (ou).**

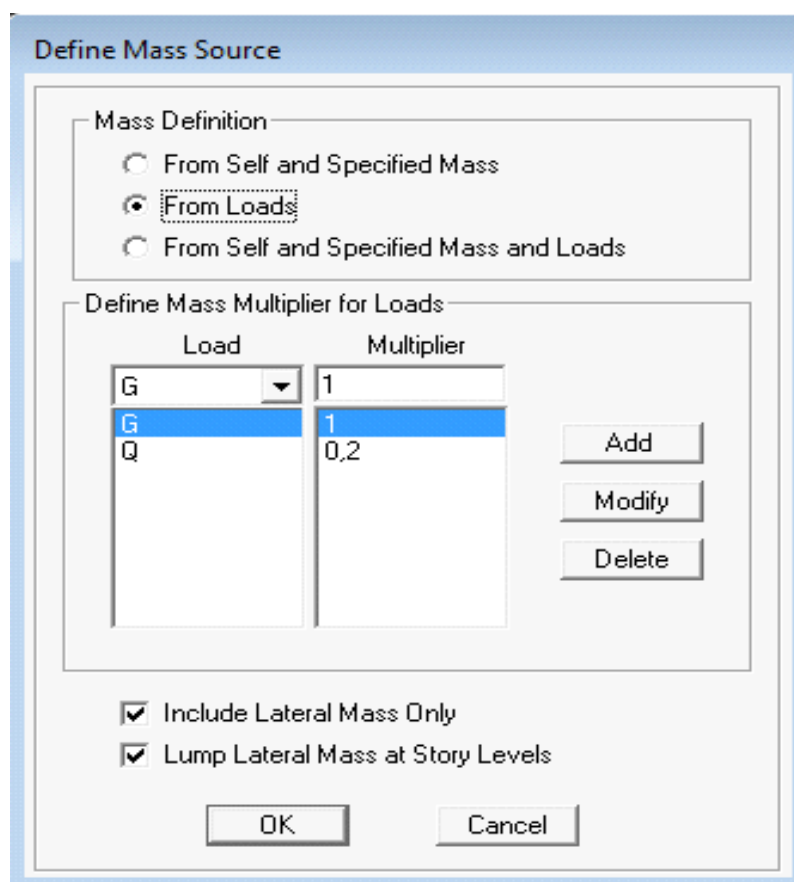


Figure V.19. La combinaison du poids ($G+0,2Q$).

- Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:



Assign Joint/point Diaphragm Add New Diaphragm

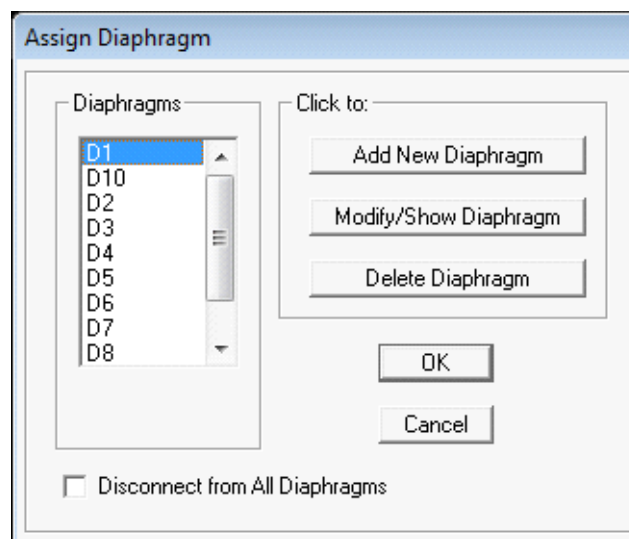


Figure V.20 . Le diaphragme.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

▪ Huitième étape :

• Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze Run Analysis.**

Pour la visualisation des résultats:

- Période et participation modale:

Dans la fenêtre **Display** ☐ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

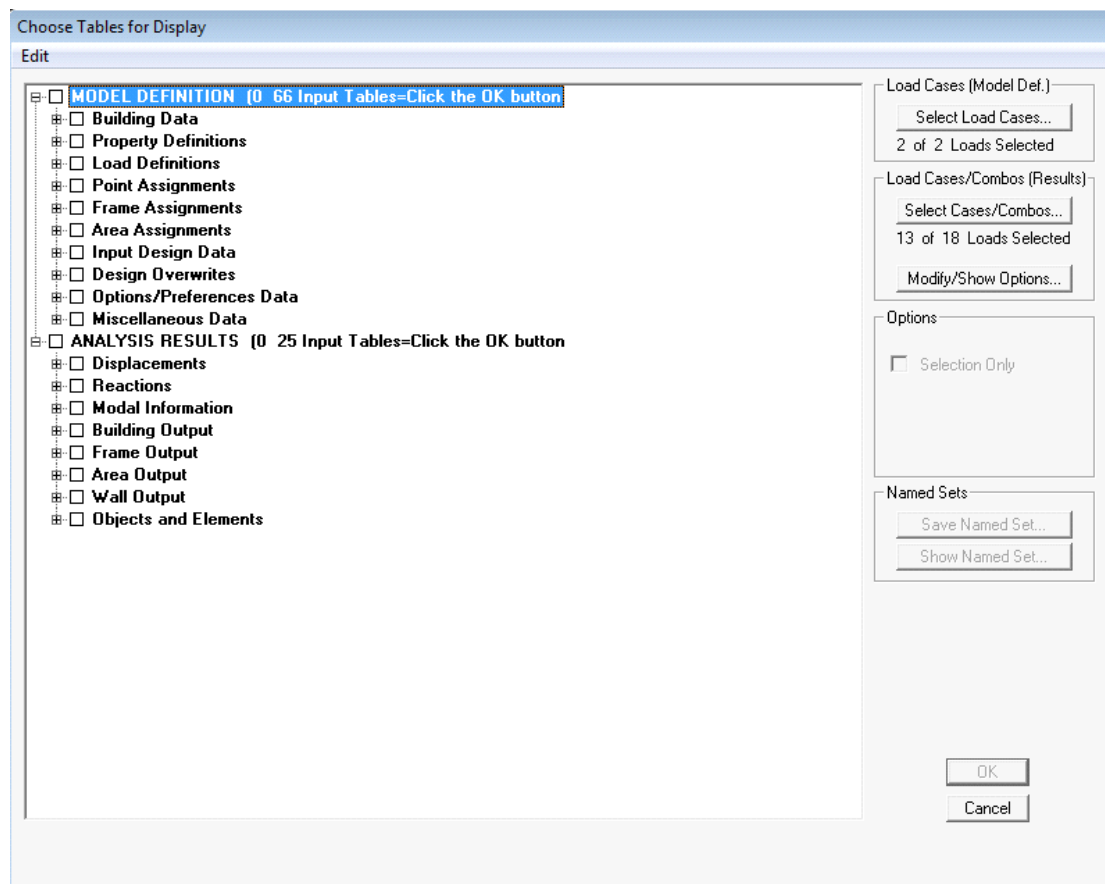


Figure V.21 . Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on



sélectionne **Show Memberforces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres**

- **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** ☐ **Show tables** Dans **ElementOutput** on sélectionne «**Frame Forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspondant au sens xx, et **U_y** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche «**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**EX ou EY** ».

- **Effort tranchant de niveau**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show DeformedShape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **DrawSection Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wallon** aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

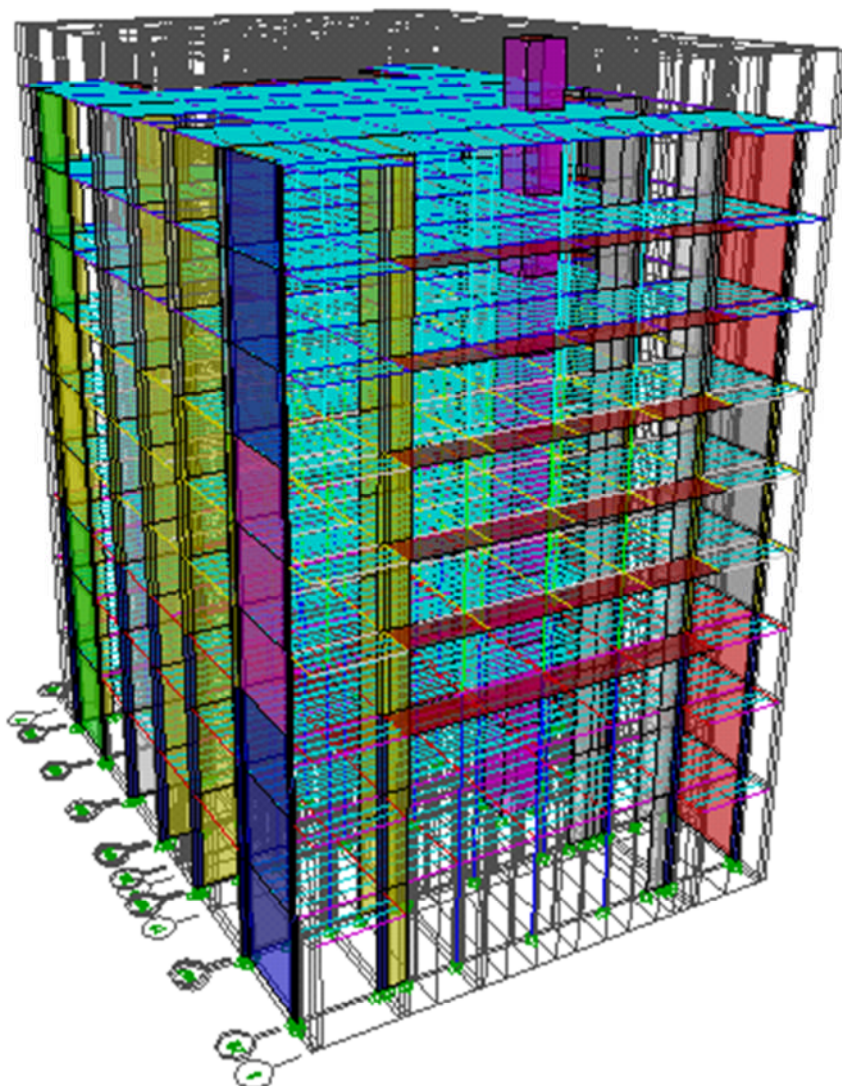


Figure VI.22. Modèle 3D de la structure.

VI.1. Vérification RPA

VI.1.1. Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

A. Le spectre de réponse

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

- **La zone** : zone Iia TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).
- **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- **Remplissage** : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- **Calcul du facteur de qualité Q** : (Tableau 4.4 de RPA)

B) Classification de l'ouvrage Selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur $H = 34,81 \text{ m} < 48\text{m}$, qu'isera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à **TIZI OUZOU (Zone IIa)**.

C) Classification du site Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003).

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire degéotechnique,) **site meuble S3**.

D) Coefficient de comportement R Selon le RPA 99/modifié 2003

D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$.

E) Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante. Pas de variation de la masse.

- **Conditions minimales sur les fils de contreventement** → **Condition non vérifiée :**
 $P_{1x} = P_{1y} = 0,05$
- **Redondance en plan** : → **Condition vérifiée :** **$P_{2x} = P_{2y} = 0$**
- **La régularité en plan est non vérifiée :** **$P_{3x} = P_{3y} = 0,05$**
- **La régularité en élévation est vérifiée :** **$P_{4x} = P_{4y} = 0$**
- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

F) Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q »	Pénalité P_q sens x-x	Pénalité P_q sens y-y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau.1. Valeurs des pénalités dans les deux sens.

VI.2. Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de la participation modale.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2ème ordre (effet P- Δ).

Avant de passer au ferrailage de la structure le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

VI.2.1. Vérification de la participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,829224	32,6558	37,0667	0	32,6558	37,0667	0
2	0,800887	35,6794	32,3358	0	68,3351	69,4025	0
3	0,670984	5,3601	0,2083	0	73,6952	69,0109	0
4	0,214957	13,1382	0,0927	0	86,8334	69,7036	0
5	0,17957	0,0227	18,7582	0	86,8562	88,4618	0
6	0,179511	1,688	0,0466	0	88,5442	88,5084	0
7	0,1483	2,6441	0,0007	0	91,1883	88,5091	0
8	0,097534	2,0976	0,04	0	93,2859	88,5491	0
9	0,084189	0,0142	5,8788	0	93,3001	94,248	0

10	0,075408	0,7293	0	0	94,0294	94,248	0
11	0,062306	2,0062	0,0783	0	96,0356	94,5063	0
12	0,047579	0,215	1,5183	0	96,2506	96,0248	0

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9**.

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numérique
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. ($C_T=0.05$).

$$T=0,05 (32,4)^{3/4}=0,67s$$

$$T_{1^{er} mode} = 0,8291s < 1,3 \times 0,67 = 0,88 s \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

ETAGES	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ETAGE TERR-1	D10	0,0146	0,0021	0,0306	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	0,0125	0,0013	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	0,0112	0,0014	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	0,0098	0,0015	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	0,0083	0,0015	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	0,0068	0,0016	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	0,0052	0,0016	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	0,0036	0,0015	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	0,0021	0,0014	0,0378	VERIFIEE
RDC	D1	0,0007	0,0007	0,0414	VERIFIEE

Tableau 3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

VI.2.2. Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$$k = T_k / R_{jk}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$k = k - k-1$$

- **Justification vis-à-vis des déformations** : D'après le **RPA Art 5-10**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$k = k * 0.01 h_e$$

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement)

ETAGES	Diaphragm	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%h étage	CONDITION
ETAGE TERR-1	D10	0,015	0,0013	0,0306	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	0,0137	0,0018	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	0,0119	0,0018	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	0,0101	0,0019	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	0,0082	0,0018	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	0,0064	0,0017	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	0,0047	0,0016	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	0,0031	0,0013	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	0,0018	0,0012	0,0306	VERIFIEE
RDC	D1	0,0006	0,0006	0,0306	VERIFIEE

Tableau 4. Déplacements relatifs sous l'action E_y .

B) Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :
 $\delta_{max} \leq f = h_t / 500$

f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sous l'action de Ex**

$\delta_{\max} = 0,0146\text{m} \rightarrow f = ht/500 = 32,4/500 = 0,0648\text{ m} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

➤ **Sous l'action de Ey**

$\delta_{\max} = 0,015\text{m} \rightarrow f = ht/500 = 32,4/500 = 0,0648\text{m} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

VI.2.3. Vérification de l'effort tranchant à la base**A) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1) $\implies$ **A = 0.25** Zone sismique : **III**

- **R = 5** (structure mixte avec interaction).

- **Calcul du poids total de la structure Wt**

$$w = G + 0,2Q = 42875,23 + 0,2 \times 6011,33 = 44077,49$$

$$Q = 1 + \Sigma q = 1 + 0,1 = 1,1$$

- **Facteur d'amplification moyen D**

Facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement $\square \square$) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_{ETABS} = 0,8291$ [s].

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 2003)**

Site 3 **T2 = 0,5** [s] (Site meuble)

- Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$
- ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.
- Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 8,5\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8,5)} = 0,816 \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec]} \text{ Alors } \square D = 2,5 \eta (T_2/\text{Structure})^{0,67}$$

$$D = 2,5 \times 0,816 \times (0,5/0,8601)^{0,67} = \mathbf{1,417 \text{ sec}}$$

$$V = A.D.Q.W / R = 0,25 \times 1,417 \times 1,1 \times 44077,49/5 = 3435,18 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{0,8 V = 0,8 \times 3435,18 = 2748,14 \text{ KN}}$$

C) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique

$$V_{x \text{ dynamique}} = \mathbf{1821,58 [KN].}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \mathbf{1881,82 [KN].}$$

D) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente

$$V_{\text{statique}} = 3435,18 \text{ KN} \text{ @ } \mathbf{0,8 V = 0,8 \times 3435,18 = 2748,14 \text{ KN.}}$$

$$V_x \text{ dyn} = 3435,18 > \mathbf{80\% V = 2748,14 \text{ KN}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y \text{ dyn} = 3435,18 > \mathbf{80\% V = 2748,14 \text{ KN}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base **V** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

VI.2.4. Vérification de l'excentricité

- **Définition**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

- **Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique**

Etage	Masse	Centre de masse	Centre de torsion (m)			
	MassX	(m) MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	529,4574	529,4574	9,844	11,505	9,988	12,856
ETAGE 1	508,9965	508,9965	9,646	11,378	9,882	13,495
ETAGE 2	484,3074	484,3074	9,602	10,753	9,857	13,251
ETAGE 3	485,6354	485,6354	9,599	10,757	9,842	12,867
ETAGE 4	485,6354	485,6354	9,599	10,748	9,827	12,483
ETAGE 5	480,1943	480,1943	9,598	10,738	9,813	12,147
ETAGE 6	475,5027	475,5027	9,597	10,766	9,8	11,865
ETAGE 7	474,2822	474,2822	9,595	10,766	9,787	11,642
ETAGE 8	444,0302	444,0302	9,549	10,723	9,775	11,492
ETAGE 9	25,7638	25,7638	13,95	7,702	13,709	6,767

Tableau 6 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

a) Excentricité accidentelle

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 : Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : **$e = 0,05.L_x$** .

RPA2003-Art4.3.7 : Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **$0,05 L$** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens x-x (ex)** : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_y$

Suivant le **sens Y-Y (ey)** : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_x$.

b) Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules Suivantes :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

ETAGES	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx	CONDITION
RDC	D1	9,844	9,988	-0,144	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	9,646	9,882	-0,236	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	9,602	9,857	-0,255	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	9,599	9,842	-0,243	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	9,599	9,827	-0,228	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	9,598	9,813	-0,215	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	9,597	9,8	-0,203	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	9,595	9,787	-0,192	0,8925	VERIFIEE
ETAGE8	D9	9,549	9,775	-0,226	0,8925	VERIFIEE
ETAGE9	D10	13,95	13,709	0,241	0,8925	VERIFIEE

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly	CONDITION
RDC	D1	7,832	7,723	0,109	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	7,834	7,367	0,467	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	7,831	7,338	0,493	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	7,828	7,396	0,432	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	7,828	7,477	0,351	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	7,828	7,555	0,273	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	7,826	7,625	0,201	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	7,823	7,684	0,139	0,8025	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	7,778	7,732	0,046	0,8025	VERIFIEE
ETAGE TERR-1	D10	6,785	7,463	-0,678	0,8025	VERIFIEE

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique.

VI.2.5. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}

V_k:effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

h_k: hauteur d'étage «k».

Si $\theta_k \leq 0.1$ □ □ effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ □ □ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$ □ □ Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

ETAGES	Load	Loc	P	P _k	V _X	V _Y	h _e	U _X	U _Y	θ _x	θ _y	θ < 0.1
ETAGE												
TERR	POIDS	Bottom	274,22	274,22	509,99	657,63	3,06	0,0196	0,0141	0,0034441	0,0019214	cv
ETAGE 7	POIDS	Bottom	5147,12	4872,9	868,23	1120,72	3,06	0,0176	0,0123	0,0322808	0,0174773	cv
ETAGE 6	POIDS	Bottom	9837,22	4690,1	1167,52	1488,07	3,06	0,0153	0,0104	0,0200857	0,010712	cv
ETAGE 5	POIDS	Bottom	14539,3	4702,06	1424,57	1798,97	3,06	0,0128	0,0085	0,0138068	0,0072604	cv
ETAGE 4	POIDS	Bottom	19347,2	4807,87	1636,75	2051,97	3,06	0,0102	0,0066	0,0097915	0,0050536	cv
ETAGE 3	POIDS	Bottom	24155	4807,86	1807,39	2257,53	3,06	0,0076	0,0047	0,0066068	0,0032711	cv
ETAGE 2	POIDS	Bottom	28962,9	4807,86	1940,42	2414,01	3,06	0,005	0,003	0,0040486	0,0019526	cv
ETAGE 1	POIDS	Bottom	33816,8	4853,96	2038,78	2535,29	3,78	0,0027	0,0016	0,0017006	0,0008104	cv
RDC	POIDS	Bottom	44077,5	10260,67	2104,42	2607,16	4,14	0,0009	0,0005	0,00106	0,0004753	cv

Tableau 8. Récapitulatif de l'effet p-δ.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

VII.1. Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

VII.2. Etude des refends

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

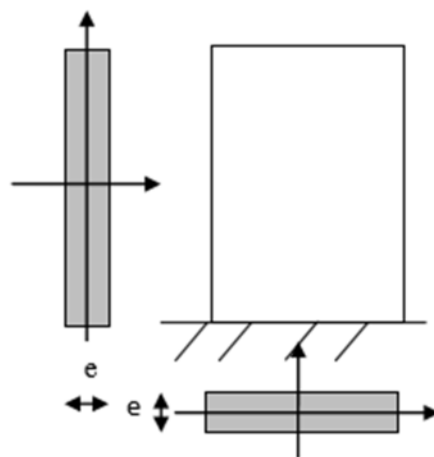


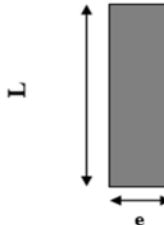
Figure VII.1. Vue en plan et en coupe des refends.

a) Calcul des inerties**a.1. Refends longitudinaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y .

b.1. Refends transversaux

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x .

- Inertie des voiles longitudinaux**

Voiles	L(m)	e (m)	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	I_{yTOT}	Sommes(m^4)
2VL ₁	3,40	0,20	0.655	1,31	2,46*9=22,14
2VL ₂	1.2	0,20	0,028	0.057	
8VL ₃	2.00	0,20	0.133	1,06	
2VL ₄	1	0.20	0.016	0.033	

- Inertie des voiles transversaux**

Voiles	L(m)	e (m)	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	I_{xTOT}	Sommes(m^4)
2VT ₅	4.00	0,20	1.066	2.132	3,752*9=33,768
2VT ₆	3,65	0,20	0.81	1,62	

VII.3. Caractéristiques géométriques des portiques

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

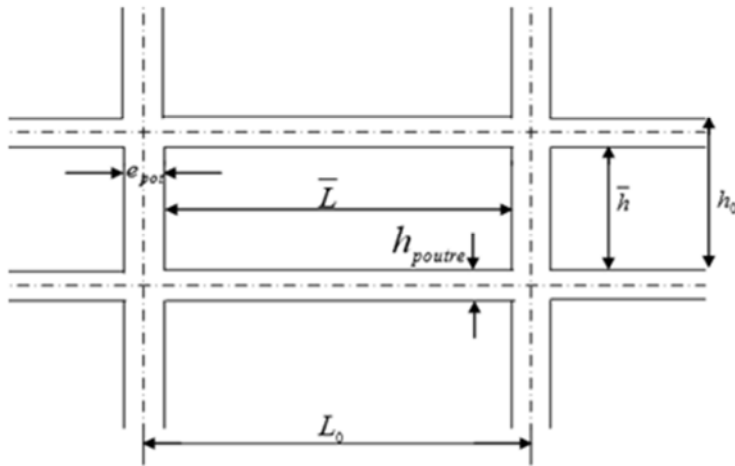
Poteau : $k_p = \frac{I_p}{h_c}$ I_p : Moment d'inertie de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau ($h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot} \leq h_0$).

Poutre : $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

L_c : Longueur calculée de la poutre ($L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout} \leq L_0$)



h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

h_{pout} : Épaisseur de la poutre.

$\bar{L}$: longueur entre nus des appuis.

$\bar{h}$: Hauteur entre nue des appuis.

e_{pot} : Épaisseur de poteau.

h_{pout} : Épaisseur de la poutre.

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

❖ Rigidités linéaires des poteaux

• Sens longitudinal

▪ Les poteaux

niveaux	poteaux	$\bar{h}(\text{cm})$	$e_{pot}(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$I_{pot}(\text{cm}^4)$	$K_{pot}(\text{cm}^4)$
RDC	40*40	394	40	414	213333,34	515,3
1 ^{er}	40*40	358	40	378	213333,34	564,37
2em	40*40	286	40	306	213333,34	697,17
3,4,5, ^{em}	35*35	286	35	306	125052,83	408,67
7,8, ^{em}	30*30	286	30	301	67500	224,25

- Les poutres

Niveaux	Travées	$L_0(\text{cm})$	$e_p(\text{cm})$	$\bar{L}(\text{cm})$	h_{pout}	$L_c(\text{cm})$	$I_{\text{pout}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pout}}(\text{cm}^3)$
1 ^{eme} au 8 ^{eme}	1-2	400	35	480	30	495	107187,5	216,54
	2-3	460		420		435		246,41
	3-4	365		325		340		315,26
	4-5	365		325		340		315,26
	5-6	365		325		340		315,26
	6-7	365		325		340		315,26
RDC	1-2	400	35	310	30	330	107187,5	484,84
	2-3	460		310		330		484,84
	3-4	365		310		330		484,84
	4-5	365		310		330		484,84
	5-6	365		310		330		484,84

- Sens transversal

- Les Poteaux

niveaux	poteaux	$\bar{h}(\text{cm})$	$e_{\text{pot}}(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$I_{\text{pot}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pot}}(\text{cm}^4)$
6 ^{eme} , 7 ^{eme} 8 ^{eme}	30*30	286	30	308.5	341718.75	1107.67
3 ^{eme} , 4 ^{eme} 5 ^{eme}	35*35	286	35	311	520833.33	1674.70
RDC 1 ^{er} , 2 ^{eme}	40*40	430	40	455	520833.33	1144.68

- Les Poutre

niveaux	Travées	$L_0(\text{cm})$	$e_p(\text{cm})$	$\bar{L}(\text{cm})$	h_{pout}	$L_c(\text{cm})$	$I_{\text{pout}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pout}}(\text{cm}^3)$
Du 1 ^{eme} au 9 ^{eme} Etage	A-B	340	30	310	25	322,5	39062,5	121,12
	B-C	310		280		292,5		133,54
	C-D	330		300		312,5		125
	D-E	330		300		312,5		125
RDC	E-F	310		280		292,5		133,54
	F-G	340		310		322,5		121,12

VII.4. Interaction voiles-portiques

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1[m4], il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

❖ Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires »

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

s_i : Surface du trapèze

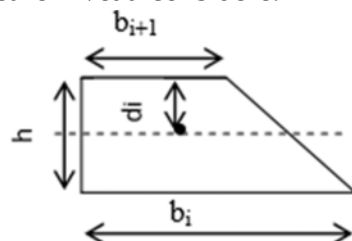
d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$



❖ Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

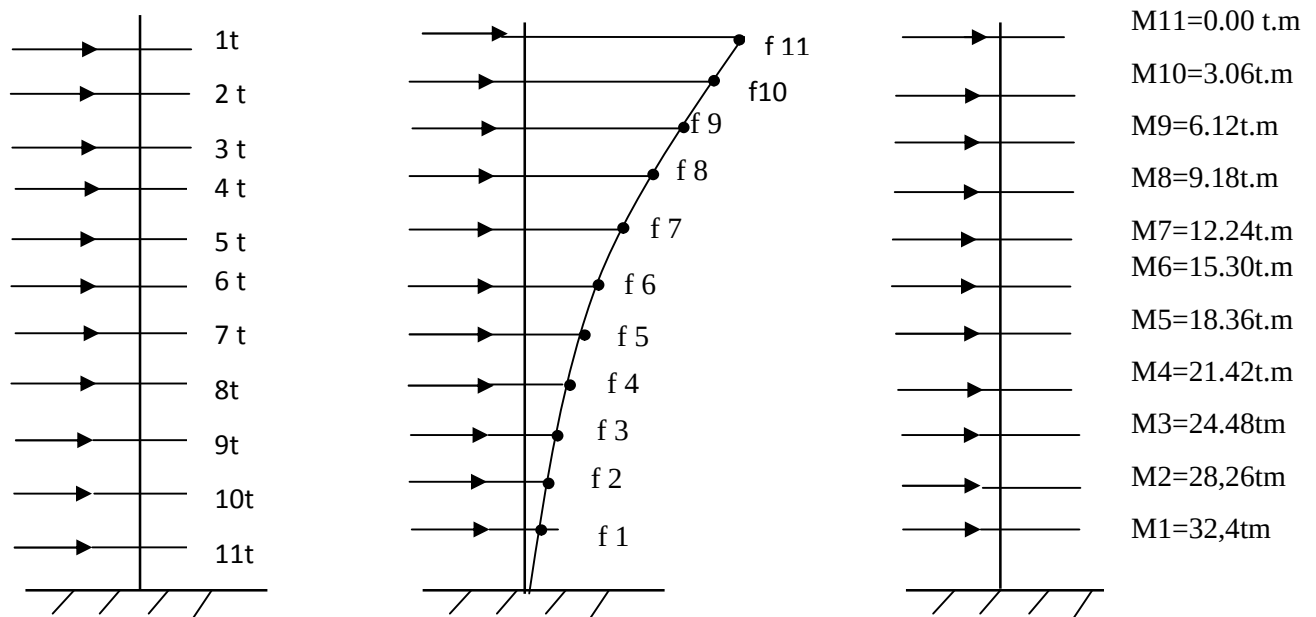
NIV	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i × d _i	∑ S _i × d _i = EI f _i
9	3.06	3.06	0,00	4.68	2.04	9.547	1070,70
8	3.06	6.12	3.06	14.04	1.7	23.863	892,25
7	3.06	9.18	6.12	23.41	1.63	38.158	855,50
6	3.06	12.24	9.18	32.77	1.60	52.43	839,76
5	3.06	15.3	12.24	42.14	1.58	66.581	830,01
4	3.06	18.36	15.3	51.49	1.57	80.839	824,01
3	3.06	21.42	18.36	60.86	1.56	94.941	818,77
2	3.06	24.48	21.42	70.23	1.56	109.558	818,77
1	3,78	28,26	24.48	99,67	1,93	192.363	1012,96
RDC	4,14	32,4	28,26	125,56	2,11	264,93	1107,43

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1107,43}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{1012,96}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{818,77}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



VII.5. Calcul des déplacements des portiques

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K P_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

θ_n, θ_{n-1} : Rotation d'étage.

n : étage

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau

$$E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n + 2 \sum K P_n}$$

$$E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$K t_n$: Raideur des poutres par niveau.

$K p_n$: Raideur des poteaux par niveau

$M_n = T_n \times h_n$ en (KN. m).

VII.5.1. Inertie fictive des portiques

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

❖ Sens longitudinal

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M _n	M _{n-1}	Eθ _n	Eψ _n	EΔi	$\sum E\Delta i$	EI fi	Ieiy
9	3.06	0.0237	0.00996	3.06	0,00	5.379_	28.29	86.56	21240.22	1070,70	0.22
8	3.06			6.12	3.06	16.139	61.96	188.77	21153.66	892,25	0.21
7	3.06			9.18	6.12	26.898	98.325	300.87	20964.89	855,50	0.20
6	3.06			12.24	9.18	37.658	134.68	412.12	20664.02	839,76	0.18
5	3.06			15.3	12.24	48..427	168.28	514.93	20251.90	830,01	0.18
4	3.06			18.36	15.3	59.177	207.10	633.72	19736.97	824,01	0.17
3	3.06			21.42	18.36	69.936	243.41	744.83	19103.25	818,77	0.15
2	3.06			24.48	21.42	80.691	279.72	855.94	18358.42	818,77	0.13
1	3,78			28,26	24.48	92,72	316.28	1195,53	17502,48	1012,96	0.12
RDC	4,14				0.00167	32,4	28,26	106,64	370,08	1532,13	15970,35
									Ieiy _{mov} =0.162		

Avec : $\sum k_{t_n} = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$ ET $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

❖ Sens transversal

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M _n	M _{n-1}	Eθ	Eψ _n	EΔi	$\sum E\Delta i$	EI fi	Ie _{ix}
9	3.06	0.0134	0.00996	3.06	0,00	9.51	33.08	101.22	22838.31	5041.45	0.23
8	3.06			6.12	3.06	28.54	70.54	215.85	22737.09	4656.04	0.22
7	3.06			9.18	6.12	47.57	114.86	351.47	22521.24	4270.56	0.18
6	3.06			12.24	9.18	66.60	159.49	488.03	22169.77	3866.90	0.17
5	3.06			15.3	12.24	85.63	204.12	624.60	21681.74	3556.32	0.14
4	3.06			18.36	15.3	104.66	223.15	682.83	21057.14	3499.29	0.14
3	3.06			21.42	18.36	123.69	293.39	897.77	20374.31	2727.63	0.12
2	3.06			24.48	21.42	142.72	337.53	1032.84	19476.54	2342.71	0.12
1	3,78			28,26	24.48	163,99	382.65	1170.90	18443.7	2233.15	0.11
RDC	4,14			0.00167	32,4	28,26	188,61	1744.53	5338.26	17272.8	1118.73
									Ie _{ix} _{mov} =0.149		

VII.5.2.Interprétation des résultats

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ Sens longitudinal

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
Portiques	0.162	2
Voiles	22,74	98
Portiques+voiles	22,90	100

❖ Sens transversal

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
Portiques	0,149	1
Voiles	33,76	99
Portiques+voiles	33,90	100

Conclusion

On constate, que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques. Donc notre structure sera contreventée par voiles

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

VIII.1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.2. Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol .

On optera pour des fondations superficielles.

b) Dimensionnement des semelles continues**❖ Semelle isolé**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple: $N_{ser} = 2083,12 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow B = 3,2 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

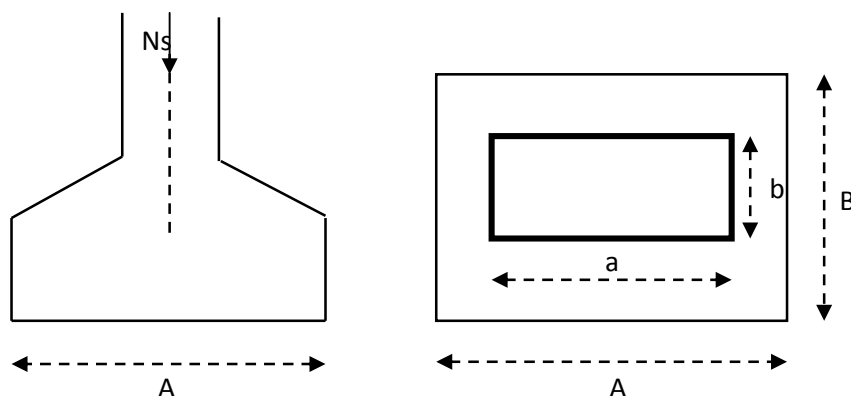


Figure VIII.1. Schéma d'une semelle

❖ Semelles filantes

VIII.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 = 0,20 \text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
2Vx2	1094,31	3,40	3,06	20,8
2Vx3	422,38	1,00	10	20
8Vx4	1037,33	2,00	5,2	83,2
2Vx1	138,73	1,2	8,67	20,8
				$\Sigma := 141,6$

Tableau VIII.1. La surface des voiles transversaux.

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V1	1962,02	4,00	2,60	10,4
V2	1827	4,00	2,60	10,4
V3	1750,84	3,65	2,85	10,4
V4	530,49	3,65	2,85	10,4
				$\Sigma = 41,6$

Tableau VIII.2. La surface des voiles longitudinaux.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 183,2 m²**.

VIII.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

1. Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	1355,37	-8,6	-11656,18	3,25
2	1347,79	-4,30	-5795,49	-1,33
3	1340,21	0,00	0	-5,92
4	1292,5	4,30	5557,75	0,351
5	1284,22	8,6	11044,29	3,317
	R=6620,09		Σ = -849,63	Σ = -0,332

Tableau VIII.3. Résumé de calcul

$$e = \frac{-849,63 + (-0,332)}{6620,09} = 0,12 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,3}{6} = 0,71 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6620,09}{15,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,12}{15,90}\right) = 435,21 \text{ KN / m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6620,09}{15,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,12}{15,9}\right) = 397,50 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6620,09}{15,9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,12}{15,9}\right) = 425,78 \text{ kN / m}$$

3. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{425,78}{200} = 2,12 \text{ m} \text{ on prend } B = 2,20 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2,2 \times 15,9 = 34,98 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 34,98 * 5 = 174,9 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 183,2 + 174,9 = 358,1 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 21,2 \times 14,1 = 469,64 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{358,1}{469,64} = 0,76$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 100 %

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.3. Etude du radier

Ce 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 diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier

1. Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4,6 \text{ m}$$

$L_{\max}$: portée maximale

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

2. Hauteur des nervures :

- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

- Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,60 \text{ m} \Rightarrow 460/8 = 57,5 \text{ cm} \leq h \leq 460/5 = 92\text{cm}$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

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 (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0.93 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 75 \text{ cm et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \leq b_n \leq 52,5\text{cm} \Rightarrow b_n = 45\text{cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure.

3. Le débord

- **Détermination des efforts :**

- **Charges revenant à la superstructure**

Charge permanente : $G = 13349,68 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 10932,04 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 34420,128 \text{ KN.}$$

ELS:

$$N_s = G + Q = 24281,72 \text{ KN.}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{47206,76}{2 \times 200} = 118,64 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{24281,72}{200} = 121,41 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 121,41 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 469,64 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 121,41 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37,5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 45 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 469,4 + 32,58 = 502,22 \text{ m}^2$

Avec : $S_{\text{déb}} = (21,20 + 14,10) \times 2 \times 0,45 + 0,45 \times 0,45 \times 4 = 32,58 \text{ m}^2$

VIII.3.2. Calcul des sollicitations à la base du radier

❖ Charges permanentes:

Poids de bâtiment : $G = 47206,64 \text{ KN}$

• Poids de radier

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

• Poids de la dalle

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 502,22 \times 0,25 \times 25 = 3138,87 \text{ KN.}$$

• Poids des nervures

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b = 1842,63 \text{ KN.}$$

$$= 0,45 \times (0,75 - 0,25) \times (21,20 \times 5 + 14,10 \times 7) \times 25 = 1151,44 \text{ KN}$$

• Poids de TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= (502,22 - 92,12) \times (0,75 - 0,25) \times 17 = 3485,85 \text{ KN.}$$

• poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$G_{\text{rad}} = 8800,54 \text{ KN} = (502,22 - 92,12) \times 0,1 \times 25 = 1025,25 \text{ KN}$$

❖ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 10932,04 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 502,22 = 1255,55 \text{ KN}$

❖ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 8800,54 + 47206,64 = 56007,18 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 10932,04 + 1255,55 = 12187,59 \text{ KN.}$$

VIII.3.3. Combinaison d'actions

- **Etat Limite Ultime**

$$N_{u\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 93891,07 \text{ KN.}$$

- **Etat Limite de Service**

$$N_{s\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 68194,77 \text{ KN.}$$

VIII.3.4. Vérifications

A) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u\text{tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{93891,07 \times 1}{502,22} \times \frac{4,6}{2} = 429,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{429,98 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 18391,90 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 16311,06 \text{ KN.m}$$

C) Vérification de la stabilité du radier

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,75 \text{ m}$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22,1 \times 15^3}{12} = 6215,63 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15 \times 22,1^3}{12} = 13492,33 \text{ m}^4$$

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) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

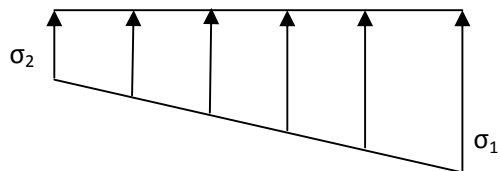


Figure. VIII.3. Diagramme des contraintes

▪ **Sens longitudinal**

$$M_x = 18391,90 + 735,20 \times 0,75 = 18943,30 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{93891,07}{502,22} + \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,75 = 189,40 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{93891,07}{502,22} - \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,75 = 170,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 189,40 + 170,45}{4} = 184,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 184,66 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{68194,77}{502,22} \pm \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,75$$

$$\sigma_1 = 152,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 119,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 144,00 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

$$M_Y = 16311,06 + 735,20 \times 0,75 = 16862,46 \text{ KN.m}$$

AP'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{93891,07}{502,22} \pm \frac{16862,46}{6215,63} \times 7,25$$

$$\sigma_1 = 206,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 167,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 196,78 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{68194,77}{502,22} \pm \frac{16862,46}{6215,63} \times 7,25$$

$$\sigma_1 = 155,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 116,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 145,61 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

VIII.3.5.Ferraillage du radier**1) Ferraillage de la dalle**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,4 - 0,40)}{(4,00 - 0,40)} = \frac{3,00}{3,75} = 0,80$$

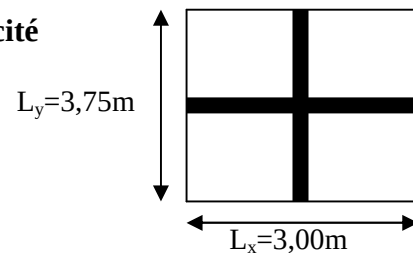


Figure. VIII.4. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

• **La contrainte moyenne max à l'ELU**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf} = 193,75 \text{ KN/m}^2$$

• **La contrainte moyenne max à l'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf} = 145,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (193,75 - \frac{8800,54}{502,22}) \times 1 \text{ ml} = 175,97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (145,2 - \frac{8800,54}{502,22}) \times 1 \text{ ml} = 127,67 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul à l'état limite ultime**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,911$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0,0401 \times 123,95 \times 3,00^2 = 63,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,911 \times 63,5 = 57,85 \text{ KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,85: pour les moments en travées de rives.
- 0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30: pour les moments sur appuis de rives.

- **Sens de la petite portée**

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 63,05 \Rightarrow M_{ax} = -31,52 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 57,85 \Rightarrow M_{ay} = -28,92 \text{ KNm}$$

- **Moments aux appuis de rives**

$$M_{ax} = (-0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,3) \times 63,05 \Rightarrow M_{ax} = -18,91 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,3) \times 57,85 \Rightarrow M_{ay} = -17,35 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée**

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 63,05 \Rightarrow M_{tx} = 53,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 57,85 \Rightarrow M_{ty} = 46,28 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage suivant x-x**

- **Aux appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,52 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31,52 \times 10^2}{0,9795 \times 22 \times 34,8} = 4,2 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

▪ **Aux appuis de rives**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,91 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{18,91 \times 10^2}{0,990 \times 22 \times 34,8} = 2,49 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,59 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{53,59 \times 10^2}{0,959 \times 22 \times 34,8} = 7,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Ferraillage suivant y-y**

▪ **Aux appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,92 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{28,92 \times 10^2}{0,979 \times 22 \times 34,8} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12= 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

▪ **Aux appuis de rives**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,35 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{17,35 \times 10^2}{0,987 \times 22 \times 34,8} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12= 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,28 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,07 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{46,28 \times 10^2}{0,964 \times 22 \times 34,8} = 6,27 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7,92 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis intermédiaires	7 HA12/ml	7 HA12/ml
Armatures aux appuis de rives	7HA12/ml	7 HA12/ml
Armatures en travée	7HA12/ml	7 HA12/ml

Tableau VIII.4. Ferrailage des portées

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérifications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_{sx} = 50,43 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 46,27 \text{ KNm}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 50,43$$

$$M_{sa} = -25,21 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis de rives**

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 50,43$$

$$M_{sa} = -15,12 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments en travée**

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 50,43$$

$$M_{st} = 42,86 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

• **Aux appuis de rives:**

$$\mu = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

• **En travée :**

$$\mu = 0,056 \rightarrow \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

2) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

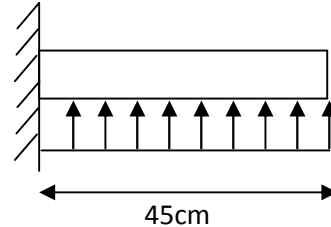


Fig. VII -5) Schéma statique du débord

❖ Sollicitations de calculs

• A l'ELU

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{175,97 \times 0,45^2}{2} = 17,81 \text{ kN.m}$$

• A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{127,67 \times 0,45^2}{2} = 12,92 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul des armatures

• Armatures principales

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,81 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,81 \times 10^2}{0,988 \times 22 \times 34,8} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 10\text{cm.}$$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 15\text{cm}$.

❖ Vérification à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,81}{12,92} = 1,37$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma}{2} \frac{1}{100} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,44}{2} \frac{1}{100} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

3) Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

❖ Sens longitudinal (x-x)

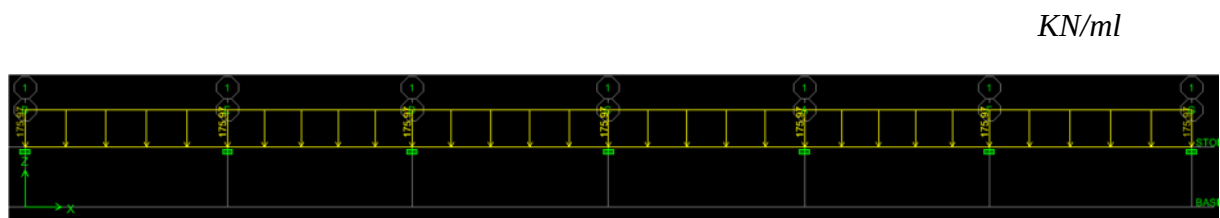


Figure VIII.6. Le chargement à ELU.

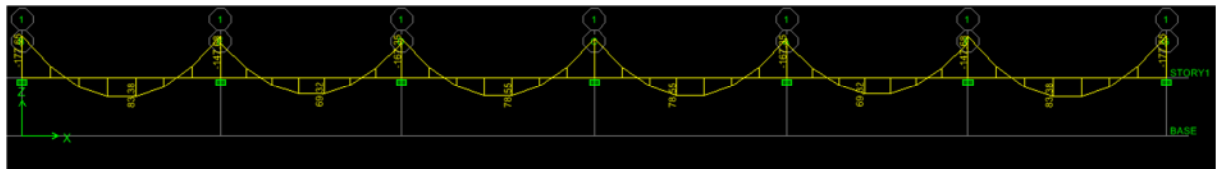
 $KN.m$

Figure VIII.7. Diagramme des moments fléchissant (ELU).

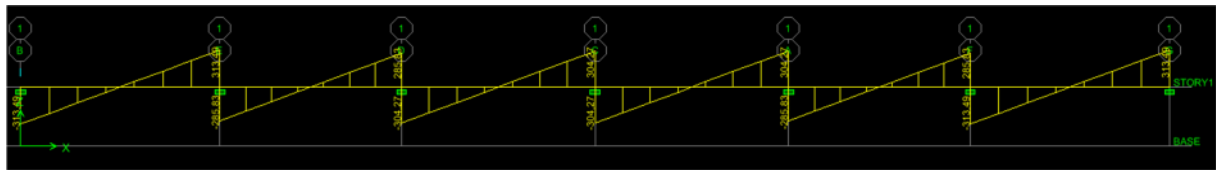
 KN .

Figure VIII.8. Diagramme des efforts tranchants (ELU).

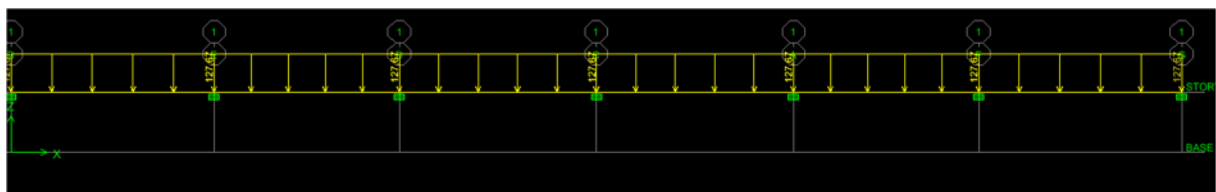
 KN/ml

Figure VIII.9. Le chargement à ELS.

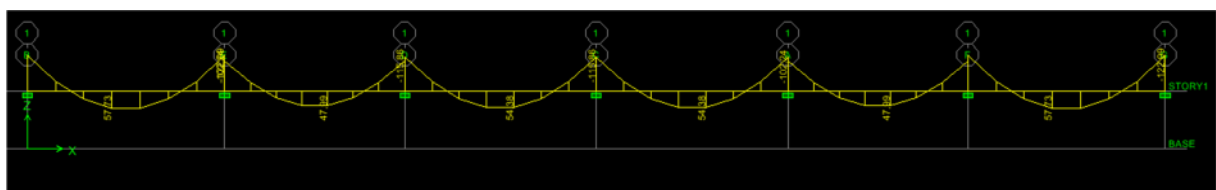
 $KN.m$

Figure VIII.10. Diagramme des moments fléchissant (ELS).

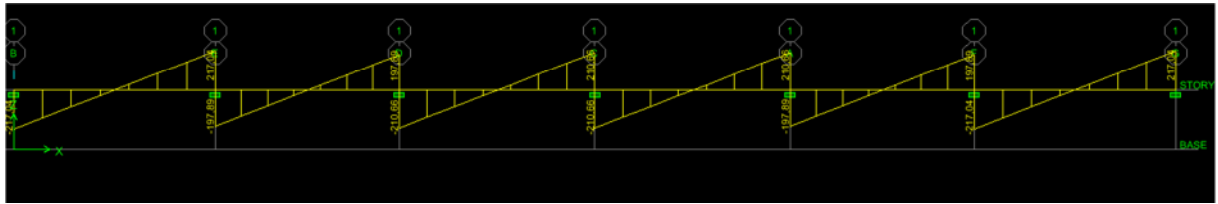


Figure VIII.11. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

❖ Sens transversal (y-y)

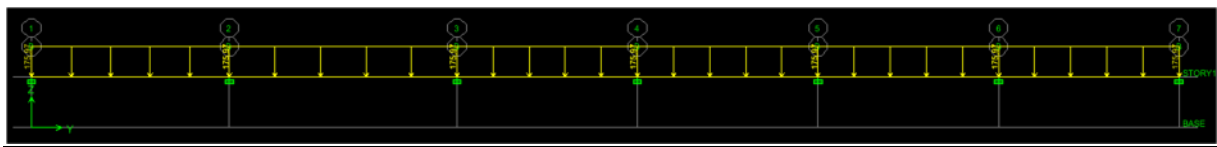
 KN/ml 

Figure VIII.12. Le chargement à ELU

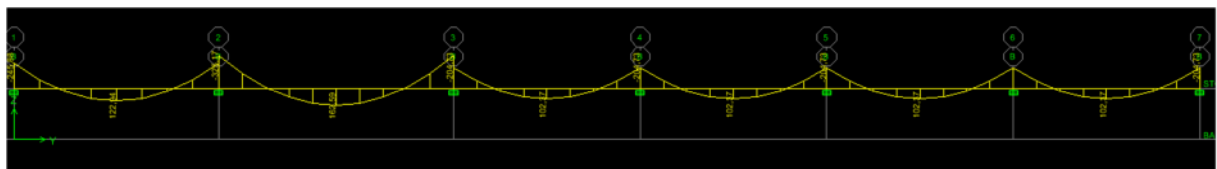
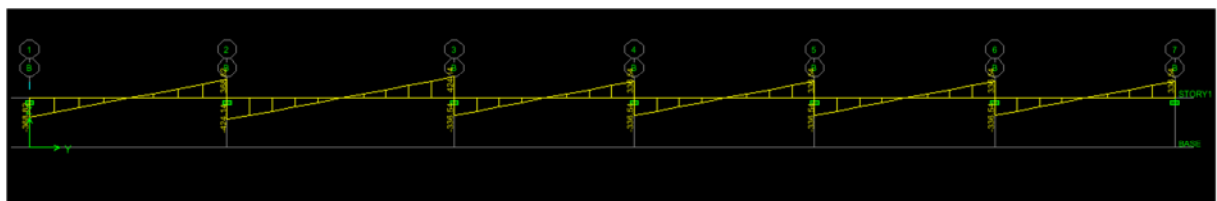
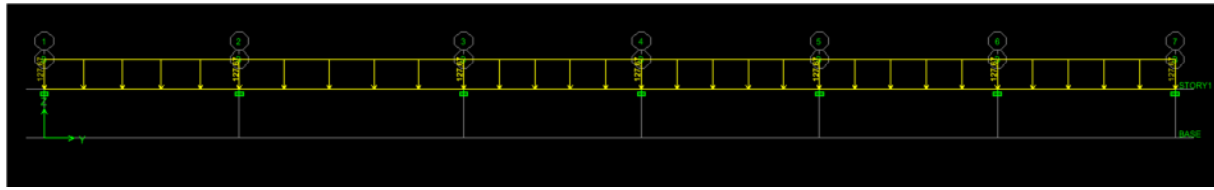
 $KN.m$ 

Figure VIII.13. Diagramme des moments fléchissants à l'ELU



KN.

Figure VIII.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



KN/ml

Figure VIII.15. Le chargement à ELS

KN.m

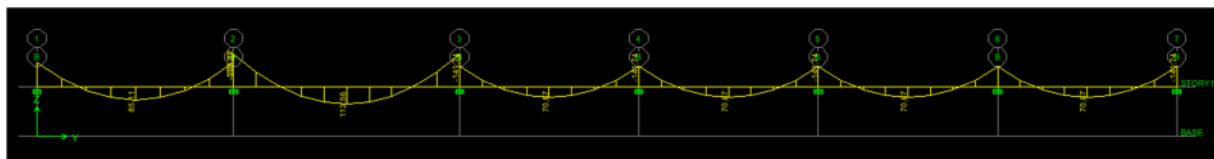


Figure VIII.16. Diagramme des moments fléchissant (ELS)

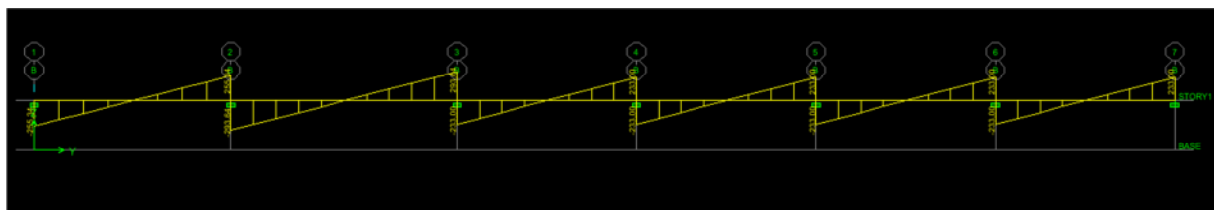


Figure VIII.17. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 83,38 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 122,24 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 177,65 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 325,27 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 57,73 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 112,56 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 122,24 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 205,22 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 175,97 \text{ KN.m}$	$T_{u \max} = 127,67 \text{ KN.m}$

Tableau VIII.5. Sollicitations maximales

3.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=45 \text{ cm}$$

$$d=72,5 \text{ cm}$$

$$f_{bc}=14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=34,8 \text{ MPa}$$

		M KN.m	μ	β	A _{cal} (Cm ²)	choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	325,27	0,096	0,949	13,58	7HA16	14,07
	Travée	122,24	0,036	0,982	4,93	4HA14	6,15
Sens transversal	Appui	177,65	0,052	0,973	7,23	4HA16	8,04
	Travée	83,38	0,024	0,988	3,34	4HA14	6,15

Tableau VIII.6. Les résultats de calcul .

3.2. Vérification à l'ELU

a) Armatures longitudinales

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 3,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures transversales

- Diamètre minimal

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{18,75 ; 24\}$$

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

- En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 37,5 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

c) Armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 2,70 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

d) 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 : $T_{u \max} = 175,97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{175,97 \times 10^3}{450 \times 725} = 0,54 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

3.3. Vérification à l'ELS

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{325,27}{205,22} = 1,58$$

$$\alpha = 0,1264 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{122,24}{112,56} = 1,08$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,18 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes : **02** barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**.

IX.1. Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\begin{array}{lll} \text{a- } 1.35 G + 1.5 Q & & \text{ELU} \\ G + Q & & \text{ELS} \\ \text{b- } G + Q + 1.2 E & & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G + E & & \text{RPA 2003} \end{array}$$

En procédant à des vérifications à l'ELS.

IX.2. Recommandation du RPA 2003**a. Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

C. Calcul du ferrailage

Etape de calcul en flexion simple :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifié en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

- Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées .

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

d. Vérification à l'E L S

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- **État limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Contrainte dans le béton**

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{ est entièrement comprimée.}$$

- **Vérification des contraintes**

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

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

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

IX.3. Ferrailage des poteaux

- Poteaux transversaux (x- x)

Ni	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop_t} (cm ²)	Choix des barres
RD C et 1,2	N _{max} = 1832.06	M _{cor} = 0.825	40	SEC	0	0	12.80	16.08	8HA16
	N _{min} = 22.88	M _{cor} = 13.43	X	SPC	0	0.71		16.08	
	N _{cor} = 1022.51	M _{max} = -83.30	40	SPC	0	0		16.08	
3 4 5	N _{max} = 1413.68	M _{cor} = -0.621	35	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
	N _{min} = 2.94	M _{cor} = 1.51	X	SPC	0	0.09		12.32	
	N _{cor} = 419.83	M _{max} = 53.48	35	SPC	0	0		12.32	
6 7 8	N _{max} = 578.62	M _{cor} = 0.877	30	SPC	0	0	7.2	9.05	8HA12
	N _{min} = 0.137	M _{cor} = 0.169	X	SPC	0	0.02		9.05	
	N _{cor} = 97.23	M _{cor} = 55.48	30	SPC	0	5.36		9.05	

- Poteaux longitudinaux sens (y-y)

Ni	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado_{pt}} (cm ²)	Choix des barres
RD C et 1,2	N _{max} = 1832.06	M _{cor} = 2.64	40	SEC	0	0	12.80	16.08	8HA16
	N _{min} = 22.88	M _{cor} = 11.78	X	SPC	0	0.58		16.08	
	N _{cor} = 394.49	M _{max} = 40.49	40	SPC	0	0		16.08	

3 4 5	$N_{\max} = 1413.68$	$M_{\text{cor}} = 0.564$	35	SEC	0	0	9.8	12.3 2	8HA1 4
	$N_{\min} = 2.94$	$M_{\text{cor}} = -0.616$	X	SPC	0	0.1		12.3 2	
	$N_{\text{cor}} = 290.2$	$M_{\text{cor}} = 55.59$	35	SPC	0	1.49		12.3 2	
6 7 8	$N_{\max} = 578.62$	$M_{\text{cor}} = 6.02$	30	SPC	0	0	7.2	9.05	8HA1 2
	$N_{\min} = 0.137$	$M_{\text{cor}} = 0.463$	X	SPC	0	0.05		9.05	
	$N_{\text{cor}} = 70.49$	$M_{\max} = 48.38$	30	SPC	0	4.71		9.05	

IX.4. Vérification à l'ELS

• Poteaux transversaux

Niv	N (KN .m)	M (KN .m)	Sect (cm ²)	Obs	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Choix des barres
RD C et 1,2	$N_{\max} = 1335.6$	$M_{\text{cor}} = 0.594$	40	SEC	9.72	15	84.26	348	8HA16
	$N_{\min} = 37.36$	$M_{\text{cor}} = 5.26$	X	SPC	0.74		3.13		
	$N_{\text{cor}} = 999.19$	$M_{\max} = 6.53$	40	SEC	7.77		58.12		
3 4 5	$N_{\max} = 1030.1$	$M_{\text{cor}} = 0.440$	35	SEC	9.7	15	85.67	348	8HA14
	$N_{\min} = 64.65$	$M_{\text{cor}} = 1.55$	X	SEC	0.75		4.05		
	$N_{\text{cor}} = 477.58$	$M_{\max} = 14.33$	35	SEC	6.25		22.96		
6 7 8	$N_{\max} = 420.94$	$M_{\text{cor}} = 0.656$	30	SEC	5.4	15	47.49	348	8HA12
	$N_{\min} = 6.33$	$M_{\text{cor}} = -0.069$	X	SEC	0.1		0.605		
	$N_{\text{cor}} = 112.95$	$M_{\max} = 18.27$	30	SPC	5.63		42.52		

• Poteaux longitudinaux

Niv	N (KN)	M (KN .m)	Sect (cm ²)	obs	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Choix des barres
RD C et 1,2	$N_{\max} = 1335.6$	$M_{\text{cor}} = 1.89$	40	SEC	9.8	15	83.22	348	8HA16
	$N_{\min} = 37.36$	$M_{\text{cor}} = 13.26$	X	SPC	1.56		17.48		

	$N_{cor} = 343.25$	$M_{max}=27.15$	40	SP C	4.72		0.85		
3 4 5	$N_{max} = 1030.1$	$M_{cor}= 0.365$	35	SE C	9.74	15	85.87	348	8HA14
	$N_{min} = 64.65$	$M_{cor}= 0.763$	X	SE C	0.71		4.51		
	$N_{cor} = 379.29$	$M_{max}=24.47$	35	SP C	6.59		-2.14		
6 7 8	$N_{max}= 420.94$	$M_{cor}= 4.51$	30	SE C	6.25	15	40.36	348	8HA12
	$N_{min} = 6.33$	$M_{cor}= -0.531$	X	SP C	0.2		44.28		
	$N_{cor} = 92.12$	$M_{max}=25.48$	30	SP C	7.26		82.64		

IX.5 .Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

➤ Espacement des armatures

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} , 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.59 = 3.213 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3.213}{0.4} = 8$$

- En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 8 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

➤ Armatures transversales et vérification au cisaillement

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Niv	V _u	λ _g	ρ _a	h _e	ρ _b	A _t	A _{t min}	A _{ad}	S _t	τ _b	τ _{bu}	Ob
1	9.33	7.68	2.5	40	0.075	0.22	1.8	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone courante: S _t =15 cm Zone nodale : S _t = 10 cm	0.06	1.875	Vérifiée
2	45.49	5	2.5	40	0.075	1.07	1.8			0.31	1.875	
3	20.36	5.72	2.5	35	0.075	0.55	1.575			0.18	1.875	
4	26.93	5.72	2.5	35	0.075	0.72	1.575			0.24	1.875	
5	30.08	5.72	2.5	35	0.075	0.80	1.575			0.27	1.875	
6	35.13	5.72	2.5	35	0.075	0.94	1.575			0.32	1.875	
7	24.36	6.67	2.5	30	0.075	0.76	1.35			0.30	1.875	
8	26.62	6.67	2.5	30	0.075	0.83	1.35			0.33	1.875	
9	33.43	6.67	2.5	30	0.075	1.04	1.35			0.41	1.875	

IX.2. ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU..... $1,35G+1,5Q$
- ELS..... $G + Q$
- RPA99 révisé 2003..... $G+Q\pm E \quad 0,8G\pm E$

IX.2.1. Recommandation de RPA99**a) Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1)**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section. $A_{\min}=0,5\% \text{ b.h}$

- Poutres principales de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.
- **en zone courante**
 - Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.
 - Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.
- **en zone de recouvrement**
 - Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.
 - Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$.

La longueur de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales (Art-7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $St \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.(zone de recouvrement)
- Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

IX.2.2 Calcul de ferrailage

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

• Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa} \quad ; \theta = 1 \quad ; \gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable).}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,50 \quad ; \theta = 1 \quad ; \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentel)}$$

Si: $\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La Section est simplement armée(**SSA**).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).

On calcule : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

Armatures tendus

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Armatures comprimées

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1,15 \text{ (Situation durable).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle).}$$

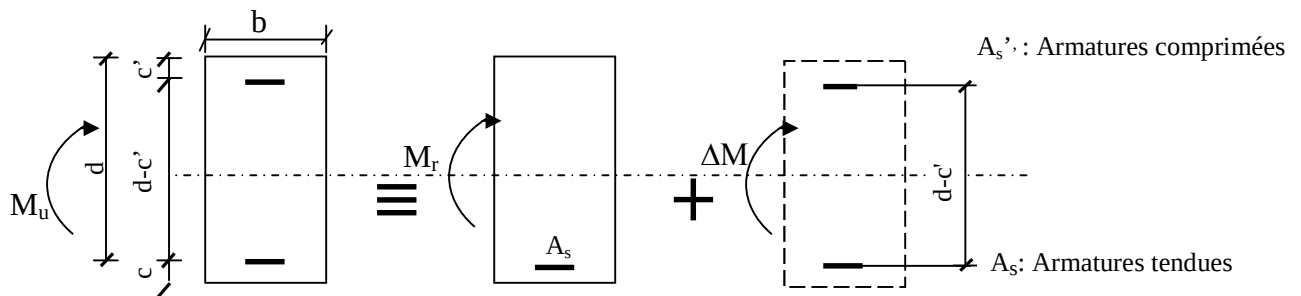


Figure IX.1. Section rectangulaire doublement armée.

Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0,4M_u$ (Art BAEL B.6.6.1).

1. Ferraillage des poutres principales (poutres longitudinales)

a. Armatures en travées

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
Zone I	40,753	0,093	SSA	0,951	5,25	3,84	8,01	3HA12+3HA14
Zone II	44,406	0,101	SSA	0,946	5,25	4,21	8,01	3HA12+3HA14
Zone III	45,074	0,103	SSA	0,945	5,25	4,28	8,01	3HA12+3HA14

b. Armatures aux appuis

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Appuis								
niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
Zone I	60,279	0,138	SSA	0,925	5,25	5,85	8,01	3HA12+3HA14
Zone II	67,588	0,154	SSA	0,916	5,25	6,62	8,01	3HA12+3HA14
Zone III	64,964	0,148	SSA	0,919	5,25	6,35	8,01	3HA12+3HA14

2. Ferrailage des poutres secondaires (poutres transversales)

a. Armatures en travées

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
Zone I	30,600	0,118	SSA	0,937	3,75	3,47	4,62	3HA14
Zone II	38,796	0,149	SSA	0,918	3,75	4,49	4,62	3HA14
Zone III	36,967	0,142	SSA	0,923	3,75	4,26	4,62	3HA14

b. Armatures aux appuis

niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
Zone I	41,004	0,088	SSA	0,954	3,75	3,67	8,01	3HA12+3HA14
Zone II	39,844	0,0931	SSA	0,9515	3,75	3,56	8,01	3HA12+3HA14
Zone III	38,746	0,0939	SSA	0,951	3,75	3,46	8,01	3HA12+3HA14

IX.2.3. Vérification à l'ELU**a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

- Pour les poutres longitudinales (30x35) : $A_{\min} = 1,18 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres transversales (25x30) : $A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2$.

$$A_{\min} < A_s \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

"Pour les poutres longitudinales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{65,87 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,68 \text{ MPa}$

"Pour les poutres transversales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{154,6 \times 10^3}{250 \times 275} = 2,25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Pour les poutres longitudinales :

$$T_u = 65,87 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 585 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- Pour les poutres transversales :

$$T_u = 154,6 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 412,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

d. Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales (ArA.5.1,32/BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$$

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- Pour les poutres longitudinales :

$$65,87 - \frac{67,588}{0,9 \times 0,325} = -165,20 < 0$$

- Pour les poutres transversales :

$$154,6 - \frac{48,628}{0,9 \times 0,275} = -41,88 < 0$$

$\Rightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5$$

- Pour les poutres longitudinales :

$$\tau_{se} = \frac{76,03 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 244,92} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- Pour les poutres transversales :

$$\tau_{se} = \frac{154,6 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 282,6} = 2,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

f. Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse être mobilisé

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

- Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$.
- Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0,4L_s** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 modifiée 99 Art A.6.1, 21**.
- Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$.

g. Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \right\} = 10 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h. détermination de la zone nodale

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_l, h_l, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(47,66 ; 40 ; 40 ; 60) = 60\text{cm}$.

$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$: poutre principales de $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$: poutre secondaires de $(25 \times 30)\text{ cm}^2$.

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i. calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2)

▪ En zone nodale (appuis)

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right)$$

- Pour les poutres longitudinales : $S_t = 8\text{cm}$.

- Pour les poutres transversales : $S_t = 7\text{cm}$.

▪ En zone courante (travée)

$$st \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

- Pour les poutres longitudinales : $S_t = 17\text{cm}$.

- Pour les poutres transversales : $S_t = 15\text{cm}$.

j. Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,72\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- Zone courante:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 17 \times 30 = 1,53\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,53\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

IX.4. Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton :

la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

On déduit les valeurs de β_1 et K_1 à partir des tableaux.

$$\text{La contrainte dans l'acier est : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \sigma_{bc} \text{ et } \frac{\sigma_s}{K_1}$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

1. Vérification du ferraillage des poutres principales

a. Aux appuis

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
ZoneI	43,929	6,03	0,628	0,8835	27,915	257,68	9,23	15	vérifiée
ZoneII	48,951	8,38	0,873	0,8675	22,735	210,43	9,25	15	vérifiée
ZoneIII	46,456	8,38	0,873	0,8675	22,735	199,70	8,78	15	vérifiée

b. En travée

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
ZoneI	23,859	6,03	0,628	0,8835	27,915	139,95	5,01	15	vérifiée
ZoneII	21,382	6,03	0,628	0,8835	27,915	125,42	4,49	15	vérifiée
ZoneIII	21,474	6,03	0,628	0,8835	27,915	125,96	4,51	15	vérifiée

2. Vérification du ferraillage des poutres transversales

a. Aux appuis

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
ZoneI	32,141	8,01	1,186	0,8515	18,67	174,53	9,34	15	vérifiée
ZoneII	38,422	10,65	1,577	0,8365	15,49	159,73	10,31	15	vérifiée
ZoneIII	35,269	10,65	1,577	0,8365	15,49	146,62	9,46	15	vérifiée

b. En travée

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
ZoneI	11,117	4,62	0,684	0,8795	26,495	101,33	3,82	15	vérifiée
ZoneII	18,031	4,62	0,684	0,8795	26,495	164,35	6,20	15	vérifiée
ZoneIII	15,807	4,62	0,684	0,8795	26,495	144,08	5,43	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

▪ Calcul de la flèche

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{\max} = 0,097 \text{ cm}$

Selon le Sens (yy) : $f_{\max} = 0,112 \text{ cm}$

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0,097 \leq \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{350}{500} = 0,70$$

$$f = 0,112 \leq \bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$$

Conclusion

La condition de flèche est vérifiée.

IX.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I
- Zone II
- Zone III

➤ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

IX.3.2. Ferraillage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

➤ Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a. Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

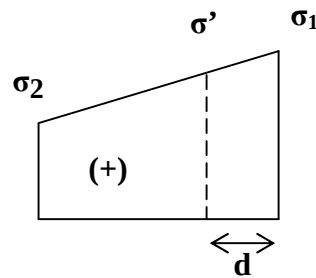


Figure.1 : diagramme d'une section entièrement comprimée

b. Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

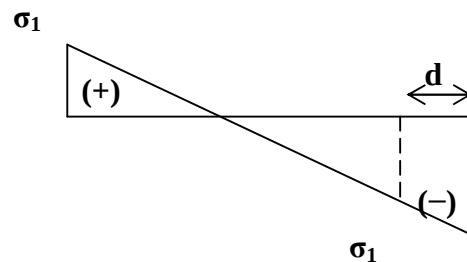


Figure 2. Diagramme d'une section partiellement comprimée

c. Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

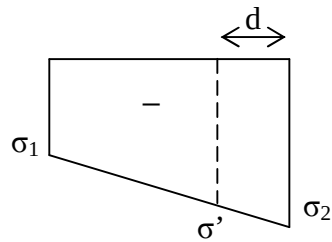


Figure.3. Diagramme d'une section entièrement tendue

IX.3.2.1. Armatures verticales

a. Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

b. Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

c. Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

IX.3.2.2. Armatures minimales

a. Compression du béton

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

b. Traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

IX.3.2.3) Exigences de RPA 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

IX.3.2.3.1. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

IX.3.2.3.2. 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

IX.3.2.3.3. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX.3.2.3.4. Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

IX.3.2.3.5. Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

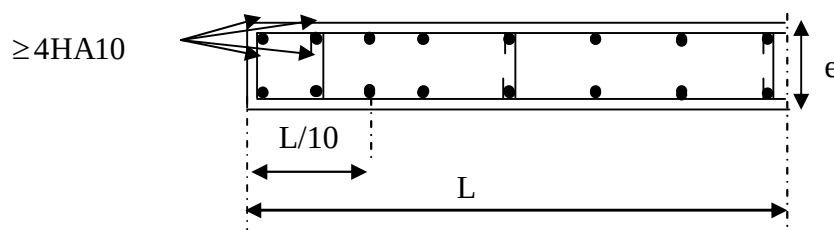
IX.3.2.3.5. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IX.3.2.3.6. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



IX.3.2.4. Vérification**IX.3.2.4.1. Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué
 B : Section du béton
 A : Section d'armatures adoptée

IX.3.2.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement**a. D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
 d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)
 h : Hauteur totale de la section brute

b. D'après le BAEL

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ;$$

Pour la fissuration pré-judiciable

IX.3.2.5. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I :

$$L = 4 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = -4846.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4456.33 \text{ KN/m}^2$$

$\Rightarrow$ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, L_t = L = 4 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en quatre bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 2.30 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 1.125 \text{ m}$

a. 1^{ier} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -4748.32 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1187.40 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 34.12 \text{ cm}^2$$

b. 2^{ième} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -4651.32 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1163.26 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 33.42 \text{ cm}^2$$

c. 3^{ième} tronçon

$$\sigma_3 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 3 \cdot \frac{d}{L} = -4453.82 \text{ KN/m}^2$$

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2}\right) d \cdot e = 1126.76 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 32.38 \text{ cm}^2$$

d. 4^{ème} tronçon

$$N_4 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_3}{2} \right) d \cdot e = 1102.63 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v4} = \frac{N_4}{\sigma_{s2}} = 31.69 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (3.71 \text{ cm}^2, 13 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage adoptée sur tout la surface de la bande du voile est $A_v = 36.94 \text{ cm}^2$

Soit :

$$12 \text{ HA14} = 18.47 \text{ cm}^2 / \text{nappe}, S_t = 9 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 9.24 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 3.71 \text{ cm}^2$

Soit : $12 \text{ HA10} = 9.42 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures**

$$\begin{aligned} A_{vj} &= 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 116.06}{40} \\ A_{vj} &= 4.47 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit : $10 \text{ HA8} = 5.03 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes

BAEL 91 :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{101.02 \times 10}{20 \times 0.9 \times 400} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

RPA 2003 :
$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 101.02}{20 \times 0.9 \times 400} = 0.18 \text{ MPa}$$

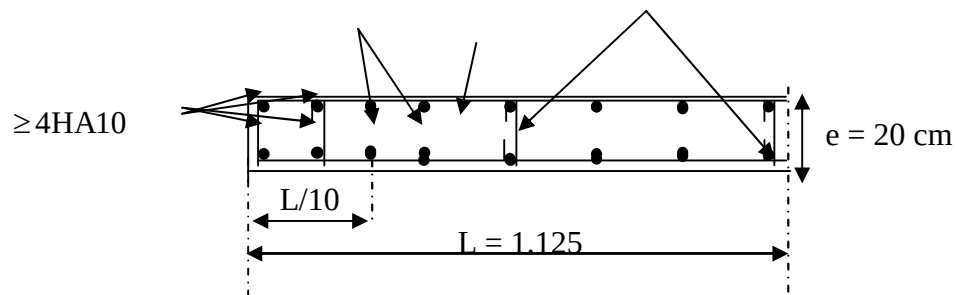
$$\tau_b = 0.18 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{389.32 \times 10}{99 + 15 \times 51.39} = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage



IX.3.2.6. Ferrailage des voiles (VT1)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4,05	4,1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,8	0,81	0,82
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		-4846,32	3900,42	2600
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-4456,32	-3638,45	-2717,19
	Nature de la section		SEC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1010,2	850	450
	L _t (m)		4,00	1,95	2,10
	L _c (m)		0,00	2,10	2,00
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		3799,013	957,963	849,689
	N (kN)	N ₁	487,06	661,88	513,63
		N ₂	1295,463	49,300	55,670
	A _v (cm²)	A _{v1}	14,00	19,02	14,76
		A _{v2}	32,39	1,42	1,39
	A _{vi} (cm²)		38,89	32,73	17,33
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	23,72	27,20	19,09
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17,25	9,60	5,72
	A _{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	24,64	27,72	20,34
		Bonde 2	18,46	10,17	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x08HA14	2x09HA14	2x09HA12
		Bonde 2	2x06HA14	2x 09HA12	2x06HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		12,00	5,86	6,00
	A _H /nappe (cm²)		6,16	6,93	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	□ _u (MPa)	1,403	1,166	0,610
		□ _b (MPa)	1,964	1,632	0,854
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
□ _b (MPa)		3,61	2,55	1,49	

IX.3.2.7. Ferrailage des voiles (type II)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,6	3,65	3,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,72	0,73	0,74
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		-5220,17	4350,3	3625
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-5089,5	-3638,45	-3152,13
	Nature de la section		SEC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1010,2	780	1100
	L _t (m)		4,00	1,66	1,72
	L _c (m)		0,00	1,99	1,98
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		4338,799	486,724	514,544
	N (kN)	N ₁	556,27	594,03	528,00
		N ₂	1479,530	10,824	14,454
	A _v (cm²)	A _{v1}	15,98	17,07	15,17
		A _{v2}	36,99	0,31	0,36
	A _{vi} (cm²)		38,89	30,03	42,35
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	25,71	24,58	25,76
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17,25	7,82	10,95
	A _{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	27,72	24,64	27,12
		Bonde 2	18,48	18,48	11,3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x09HA14	2x08HA14	2x12HA12
		Bonde 2	2x06HA14	2x 06HA14	2x10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		12,00	4,99	6,00
	A _H /nappe (cm²)		6,93	6,16	6,78
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	σ_u (MPa)	1,559	1,187	1,652
		σ_b (MPa)	2,183	1,662	2,312
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
σ_b (MPa)		3,96	2,78	1,61	

IX.3.2.7. Ferrailage des voiles (type III)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,4	3,45	3,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,68	0,69	0,7
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		2028,57	2110,89	298,406
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-3372,92	-3333,84	-617,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1280,647	1078,8	617,56
	L _t (m)		2,12	2,11	2,36
	L _c (m)		1,28	1,34	1,14
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m²]		2435,603	1061,257	240,705
	N (kN)	N ₁	342,70	632,89	123,59
		N ₂	373,403	71,365	22,139
	A _v (cm²)	A _{v1}	9,85	18,19	3,55
		A _{v2}	9,34	2,05	0,55
	A _{vi} (cm²)		49,30	41,53	23,78
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22,17	28,57	9,50
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,34	12,43	6,50
	A _{min} (cm²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	24,64	30,8	20,34
		Bonde 2	10,78	13,58	15,82
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x08HA14	2x10HA14	2x09HA12
		Bonde 2	2x07HA14	2x 06HA12	2x06HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,37	6,34	6,00
	A _H /nappe (cm²)		6,16	7,70	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	□ _u (MPa)	2,093	1,737	0,980
		□ _b (MPa)	2,930	2,432	1,372
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
□ _b (MPa)		4,26	2,92	1,71	

IX.3.2.8. Ferrailage des voiles (type IV)

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,25	1,3
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,25	0,26
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2110,89	3214,34	2908,406
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-3333,84	-2458,36	-3617,56
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1078,8	950	617,56
	L _t (m)	0,73	0,54	0,88
	L _c (m)	0,47	0,71	0,42
	d (m)	0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m ²]	656,848	-4076,590	-397,048
	N (kN)	N ₁	-233,03	31,75
		N ₂	366,197	22,374
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,77	0,91
		A _{v2}	0,24	0,56
	A _{vi} (cm ²)		41,53	36,58
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	15,2	17,8
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11,5	12,44
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	20,34
		Bonde 2	12,38	15,40
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x05HA14	2x6HA14
		Bonde 2	2x04HA14	2x 05HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,20	1,63
	A _H /nappe (cm ²)		6,16	7,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe
	ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	σ_u (MPa)	4,994	4,222
		σ_b (MPa)	6,992	5,911
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62
		σ_b (MPa)	10,65	6,98

IX.3.2.9. Ferrailage des voiles (type IV)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2,05	2,10
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,4	0,28	0,285
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		4500,31	2576,17	3398,63
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-6458,2	-5528,74	-4791,69
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1001,2	888,54	473,56
	L _t (m)		1,18	0,96	0,83
	L _c (m)		0,82	0,44	0,59
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m ²]		3225,440	-2807,739	-3484,844
	N (kN)	N ₁	571,33	391,82	188,19
		N ₂	189,870	136,174	211,291
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,42	11,26	5,41
		A _{v2}	4,75	3,91	5,28
	A _{vi} (cm ²)		38,55	34,21	18,23
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	21,05	19,81	9,97
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,75	12,47	9,84
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,64	21,56	13,56
		Bonde 2	10,8	15,82	15,82
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x08HA14	2x07HA14	2x06HA12
		Bonde 2	2x07HA12	2x 07HA12	2x07HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,54	2,87	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		8,04	5,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,85cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	□ _u (MPa)	2,781	3,526	1,846
		□ _b (MPa)	3,894	4,936	2,585
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
□ _b (MPa)		6,71	6,57	3,91	

IX.3.2.10. Ferrailage des voiles (type IV)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1,05	1,1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,295	0,3	0,305
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2028,57	2110,89	298,406
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-3372,92	-4333,84	-617,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1280,647	1078,8	617,56
	L _t (m)		0,92	1,01	1,03
	L _c (m)		0,55	0,49	0,50
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	σ_1 [KN/m ²]		1212,324	-1853,101	-247,352
	N (kN)	N ₁	270,53	357,23	53,31
		N ₂	40,134	79,925	10,186
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,77	10,27	1,53
		A _{v2}	1,00	2,30	0,25
	A _{vi} (cm ²)		49,30	41,53	23,78
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14,10	12,65	7,48
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,20	8,68	6,20
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	15,4	15,82
		Bonde 2	12,38	10,8	15,82
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x05HA14	2x05HA14	2x07HA12
		Bonde 2	2x04HA14	2x 05HA12	2x07HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,76	3,03	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	5,39	3,96
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,85cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	σ_u (MPa)	4,824	3,996	2,250
		σ_b (MPa)	6,753	5,594	3,150
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
		σ_b (MPa)	8,89	6,21	3,65

IX.3.3. Etude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

IX.3.3.1. Détermination des sollicitations

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

- Méthode de calcul**IX.3.3.1.1. Contraintes limites de cisaillement**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

IX.3.3.1.2. Ferrailage des linteaux**➤ Premier cas :**

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

- Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e},$$

Avec :

$$z = h - 2d$$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage .

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

- **Aciers transversaux**

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

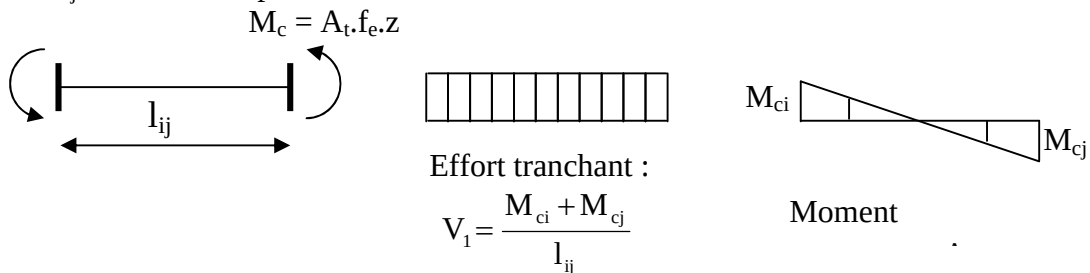
A_t : section d'un cours d'armatures transversales

- Deuxième sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1; V_2)$$

Ou :
$$V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :



➤ **Deuxième cas**

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

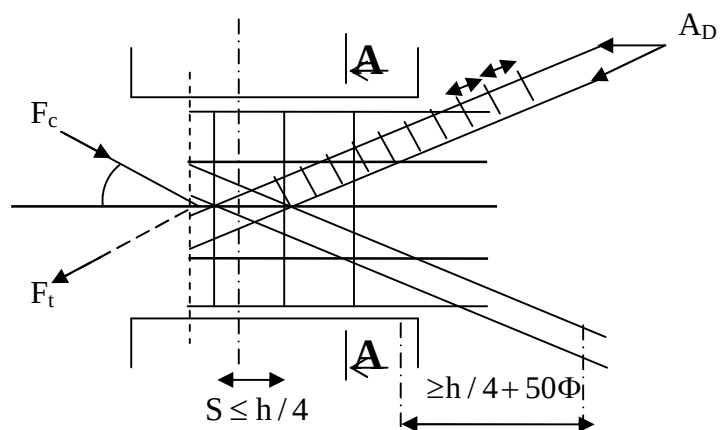
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$



Coupe A-A

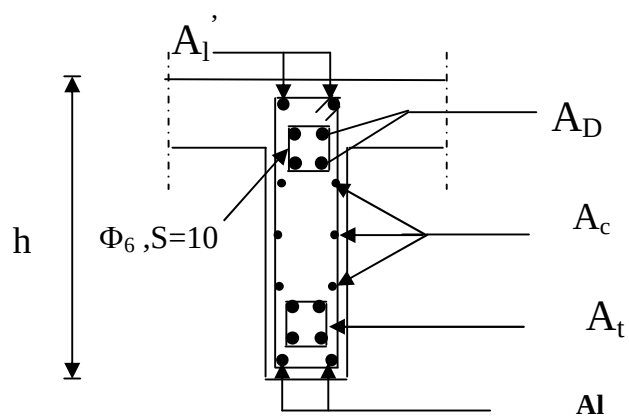


Figure . Schéma de ferrailage de linteau

IX.3.3.1.3. Ferrailage minimal

- Armatures longitudinales : $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$
- Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$
- Armatures de diagonales : $A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
 $A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

➤ Exemple de calcul I

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 1.06 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

IX.3.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} ; V = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 485.84 \times 10}{22 \times 0.9 \times 106} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

IX.3.2.2. Armatures longitudinales

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

- RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0.15\% \times 22 \times 106 = 3.5 \text{ cm}^2$$

- BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 22 \times (106 - 3)}{400} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA}16 \Rightarrow A_l = 4.02 \text{ cm}^2$$

IX.3.3.2.3. Armatures transversales

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{106}{4} = 26.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 22 \times 20 = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA}12 \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

IX.3.3.2.4. Armatures diagonales

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{106 - 2 \times 3}{100} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$A_D = \frac{4858.4}{2 \times 400 \times 0.707} = 8.5 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2(\text{HA}20 + \text{HA}16) \Rightarrow A_D = 10.32 \text{ cm}^2$$

IX.3.3.2.5. Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 22 \times 106 = 4.66 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4\text{HA}14 \Rightarrow A_c = 6.16 \text{ cm}^2$$

3-2) Exemple de calcul II

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 1.06 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 145.36 \times 10}{22 \times 0.9 \times 106} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.97 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures longitudinales**

$$\tau_b = 0.97 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$A_l = \frac{145.36 \times 1.4 \times 10}{1 \times 400} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4\text{HA14} \Rightarrow A_l = 6.16 \text{ cm}$$

▪ **Armatures transversales**

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{106}{4} = 26.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_1 = 2 \times 145.36 = 290.72 \text{ KN}$$

$$V_2 \leq \frac{2 \times 400 \times 6.16 \times 1}{1} = 492.8 \text{ KN}$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 290.72 \times 10}{400 \times (100 - 20)} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$2\text{HA12} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

Type I :

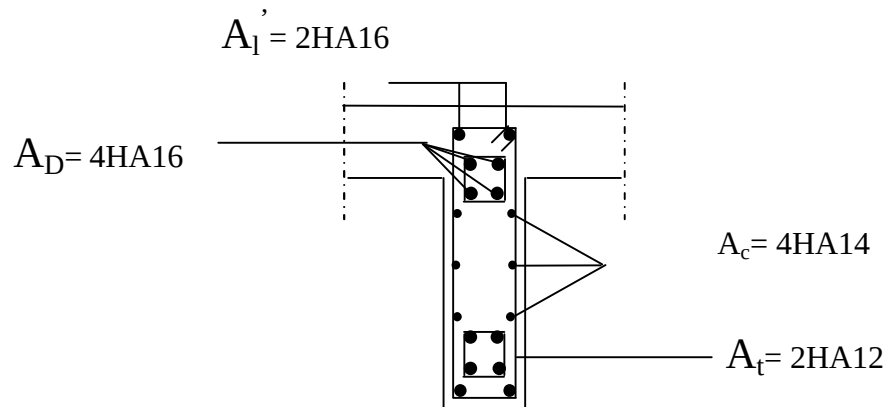
Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1.00	1.00	1.00
	L(m)	1.00	1.00	1.00
	e (cm)	22	22	22
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	2.45	1.06	0.58
	V_u (KN)	346..29	150.34	81.80
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5	1.5	1.5
	τ_b (KN)	2.45	1.06	0.58
	$A_l = A_l$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02
	Choix des barres	2HA16	2HA16	2HA16
	λ_g	1	1	1
	A_t (cm ²)	2.26	2.26	2.26
	Choix des barres	2HA12	2HA12	2HA12
	A_D (cm ²)	8.04	0	0
	Choix des barres	4 HA16	/	/
	A_c (cm ²)	6.16	6.16	6.16
	Choix des barres	4 HA14	4 HA14	4 HA14

Type II :

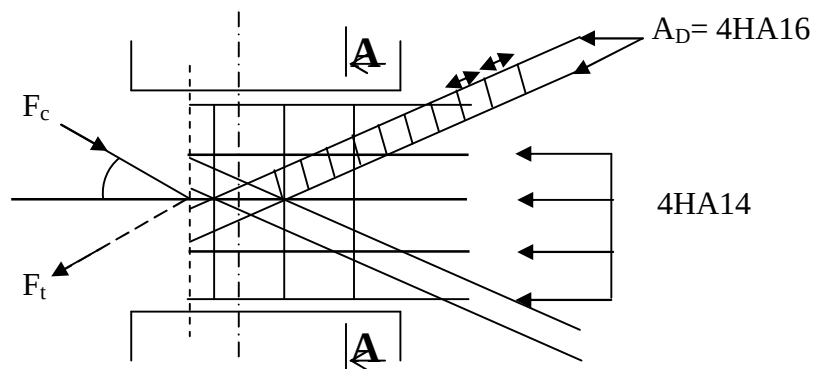
Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1.00	1.00	1.00
	L(m)	1.00	1.00	1.00
	e (cm)	22	22	22
Contraintes de cisaillements	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	0.97	3.24	3.49
	V_u (KN)	145.36	485.84	523.54
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5	1.5	1.5
	τ_b (KN)	0.97	3.24	3.49
	$A_l = A_l$ (cm ²)	6.16	4.02	4.02
	Choix des barres	2HA20	2HA16	2HA16
	λ_g	0.943	0.943	0.943
	A_t (cm ²)	2.26	2.26	2.26
	Choix des barres	2HA12	2HA12	2HA12
	A_D (cm ²)	0.	10.32	10.32

	Choix des barres	/	2HA16+2HA20	2HA16+2HA20
	A_c (cm ²)	6.16	6.16	6.16
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA14

Type I :



Coupe



Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

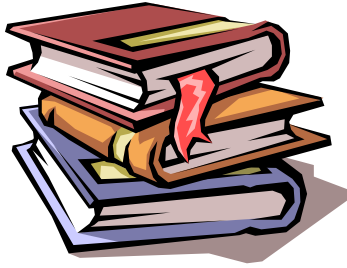
Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE



 **Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.**

 **Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.**

 **Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).**

 **Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).**

 **Aide mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN) .**

 **Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.**

 **Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).**

 **Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).**

 **Etude geotechnique .**

 **Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)**